



**DORA LÍGIA JULIÃO
DA SILVA GUERRA**

**Propriedades residuais de betão de Cal Hidráulica ao
fogo**



**DORA LÍGIA JULIÃO
DA SILVA GUERRA**

**Propriedades residuais de betão de Cal Hidráulica ao
fogo**

dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Doutor Miguel Nuno Lobato de Sousa Monteiro de Moraes, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e co-orientação científica do Doutor Paulo Barreto Cachim, Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Dedico este trabalho aos meus pais, Joaquim Guerra e Rosa Julião, irmã, Diana Guerra e ao meu não esquecido Avô, que souberam em todos os momentos da minha vida dar-me o apoio e a força necessária para enfrentar todos os desafios que foram surgindo ao longo desta caminhada. A eles devo uma parte daquilo que sou hoje. Muito obrigada!

o júri

presidente

Prof. Doutor Aníbal Guimarães da Costa
professor. catedrático da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Miguel Jorge Chichorro Rodrigues Gonçalves
professor auxiliar da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Prof. Doutor Miguel Nuno Lobato de Sousa Monteiro de Morais
professor auxiliar da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Paulo Barreto Cachim
professor associado da Universidade de Aveiro

agradecimentos

Este trabalho só foi possível graças à colaboração de inúmeras pessoas, que de forma directa ou indirecta contribuíram com o seu incentivo e apoio. Por isso, gostaria de agradecer a todos os que me ajudaram a percorrer este caminho.

Assim, começaria por agradecer aos Professores Miguel Morais e Paulo Cachim, respectivamente meu orientador e co-orientador por toda a disponibilidade, linhas orientadoras e partilha de conhecimentos que sempre disponibilizaram.

À Professora Ana Luísa Velosa pelo apoio e partilha de conhecimentos em toda a componente experimental, que foram essenciais no desenvolvimento deste trabalho.

Ao Professor Paulo Vila Real pela oportunidade concedida, de poder usufruir do Laboratório de Estruturas e Resistência ao Fogo e em particular ao Professor Nuno Lopes, a quem muito agradeço pelo seu apoio, disponibilidade e sobretudo pelo seu incentivo, possibilitando o melhor desempenho nos ensaios realizados no LERF.

Ao Sr. Raul de Barros e à Engenheira Elsa Neto de Oliveira, responsáveis pelo Laboratório de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, pelos ensinamentos, amizade e partilha de conhecimentos tão importantes para o melhor desempenho na componente laboratorial neste meu trabalho.

A todos os meus amigos, pelo seu apoio e principalmente pelos bons momentos de descontração durante o meu percurso académico.

Em especial à Célia, Daniel, Joana, Pedro, Raquel, Sofia, Sónia e Susana por todo o apoio prestado nas diversas etapas deste percurso académico e pelos momentos memoráveis que proporcionaram. É com um sorriso que agradeço os amigos especiais que são.

A toda a minha família, que embora ausente sempre me despertaram confiança e optimismo na realização deste trabalho. As palavras são poucas para expressar o quanto eles fizeram e ainda fazem por mim.

À minha adorável irmã, pela paciência, confiança e amor que sempre me ofereceu.

Agradeço ainda ao Tiago Novo que com toda a sua compressão, carinho e companheirismo, me ajudou a ter força para ultrapassar os momentos menos bons no desenvolvimento deste trabalho.

palavras-chave

Resistência residual à compressão, resistência à compressão simples, *spalling*, fogo, betão, cal hidráulica, metacaulino.

resumo

As estruturas de betão são, em muitas situações, expostas a temperaturas elevadas devido a incêndios. Por este motivo, o conhecimento das propriedades residuais do betão após incêndio é de grande importância para uma correcta avaliação da capacidade resistente residual dos elementos de construção.

No trabalho que aqui se apresenta foram realizados ensaios com o intuito de compreender e avaliar a capacidade resistente de betão no qual se utilizou cal hidráulica como ligante após exposição a elevadas temperaturas.

A utilização da cal hidráulica como ligante apresenta um impacto ambiental significativamente inferior, diminuindo a emissão de CO₂, podendo vir a marcar uma posição de interesse no mercado quando aplicado em situações estruturalmente pouco exigentes. O betão estudado tem igualmente incorporada uma pozolana – o metacaulino – com o propósito de aumentar a sua capacidade resistente e aumentar ainda mais a sua sustentabilidade.

O objectivo principal deste trabalho consiste na caracterização das propriedades residuais do betão com cal hidráulica após incêndio e na avaliação da sua capacidade resistente com a incorporação de metacaulino. O betão foi submetido a ensaios ao fogo para temperaturas compreendidas entre os 200 e os 800°C.

Os valores obtidos para a resistência residual do betão de cal hidráulica estão em linha com os resultados encontrados na literatura para o betão de cimento, observando-se um significativo decréscimo de resistência para temperaturas superiores a 500 °C.

A introdução do metacaulino traduziu-se num aumento das suas propriedades mecânicas quer antes, quer após a sua exposição a temperaturas elevadas.

keywords

Residual compressive strength, simple compressive strength, spalling, fire, concrete, hidraulic lime, metakaolin.

abstract

The structures from concrete are, in several situations, exposed to high temperatures due to fires. For this reason, the knowledge of concrete's residual properties after fire is of a great interest for a proper evaluation of the residual capacity of the construction's elements.

In the presented study, several tests were planned and developed in order to understand and evaluate the strength of concrete, in which hydraulic lime was used as a binder, after exposure to high temperatures.

The use of hydraulic lime as a binder has a significantly lower environmental impact, reducing CO₂ emissions, so that it could achieve an interesting position in the market when applied in situations structurally less demanding. The referred concrete incorporates a pozolana – the metakaolin – so that it could improve its resistant capacity and increase even more its sustainability.

The main purpose of this study is to characterize the residual properties of concrete with hydraulic lime after fire and then, evaluate their resistant capacity from incorporation of metakaolin. Some tests to fire were carried out to temperatures between 200 and 800°C.

The values obtained for residual strength of concrete with hydraulic lime match with theoretical values found in literature for the Portland cement concrete, denoting a significant decrease of resistance to temperatures exceeding 500°C.

The introduction of metacaulino has increased its mechanical properties both before and after its exposure to high temperatures.

“The mind that opens to a new idea,
never return to its original size”

Albert Einstein

ÍNDICE

LISTA DE ACRÓNIMOS	XXIII
---------------------------------	--------------

LISTA DE SÍMBOLOS	XXIV
--------------------------------	-------------

1. INTRODUÇÃO	1
----------------------------	----------

1.1	MOTIVAÇÃO.....	1
1.2	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	1
1.2.1	Ensaio em laboratório.....	2
1.3	OBJECTIVOS.....	2
1.4	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	3

2. EFEITO DAS ELEVADAS TEMPERATURAS NAS PROPRIEDADES DO BETÃO ..5	
--------------------------------------------------------------------------	--

2.1	CARACTERÍSTICAS DOS INCÊNDIOS:.....	6
2.1.1	Curvas de incêndio nominais.....	6
2.1.1.1	Curva de incêndio padrão.....	6
2.1.1.2	Curva de incêndio para elementos exteriores.....	6
2.1.1.3	Curva de incêndio de hidrocarbonetos	6
2.1.2	Características dos Materiais e Resistência do betão:	7
2.1.3	Factores que determinam o comportamento do betão de elevado desempenho ao fogo, segundo V. Kodur (2007).....	8
2.2	PROPRIEDADES DO BETÃO NORMAL A ELEVADAS TEMPERATURAS	9
2.2.1	Observações detectadas na superfície do betão.....	11
2.2.1.1	Spalling	13
2.2.1.2	Fissuração.....	15
2.2.1.3	Efeito da temperatura na pasta de cimento e na cor	16
2.2.2	Propriedades mecânicas residuais do betão	19
2.2.2.1	Efeito da temperatura na tensão residual de rotura à compressão	19
2.2.2.2	Efeito da temperatura na tensão residual de rotura à tracção	27
2.2.2.3	Efeito da temperatura no módulo de elasticidade residual	28
2.2.2.4	Efeito da temperatura na perda de peso	29
2.2.2.5	Efeito da temperatura na composição química e estrutura física do betão.....	30
2.2.2.6	Efeito da temperatura na forma e tamanho das amostras	31
2.2.3	Conclusões.....	31
2.3	EFEITO DO METACAUPLINO A ELEVADAS TEMPERATURAS	32
2.3.1	Experiência desenvolvida	32
2.3.1.1	Materiais e misturas utilizados neste estudo	32

2.3.1.2	Cura e regime de aquecimento	33
2.3.1.3	Dimensões da amostra e testes experimentais	33
2.3.2	Propriedades mecânicas residuais do betão com metacaulino	33
2.3.2.1	Efeito da temperatura na tensão residual de rotura à compressão	33
2.3.2.2	Spalling	35
2.3.3	Conclusões	37
2.4	ESTRATÉGIAS DE MELHORAMENTO DO COMPORTAMENTO DO BETÃO AO FOGO	37
2.4.1	Betão com fibras de comportamento melhorado ao fogo (Lourenço et al., 2006)	38
2.4.1.1	Estudo experimental: Materiais e métodos	39
2.4.1.2	Provetes	39
2.4.1.3	Metodologia de ensaio	39
2.4.2	Propriedades mecânicas residuais do betão com fibras	40
2.4.2.1	Efeito da temperatura no módulo de elasticidade residual	41
2.4.2.2	Efeito da temperatura na resistência residual à compressão	42
2.4.3	Conclusões	44
2.5	COMPORTAMENTO DA PASTA DE CIMENTO A ELEVADAS TEMPERATURAS	44
2.5.1	Termogravimetria	45
2.6	CONCLUSÕES	47

3. SISTEMATIZAÇÃO E JUSTIFICAÇÃO DE MATERIAIS E MÉTODOS

EXPERIMENTAIS

3.1	INTRODUÇÃO	49
3.2	COMPOSIÇÃO DO BETÃO COM CAL HIDRÁULICA E METACAUINO	52
3.2.1	Materiais utilizados	54
3.2.1.1	Ligante: cal hidráulica	54
3.2.1.2	Material Pozolânico: o Metacaulino	54
3.2.1.3	Agregados	55
3.2.2	Misturas Realizadas	57
3.3	METODOLOGIA DE PRODUÇÃO DO BETÃO COM CAL HIDRÁULICA E PROVETES	58
3.4	ENSAIOS EXPERIMENTAIS	61
3.4.1	Ensaio de resistência à compressão	61
3.4.1.1	Modos de rotura	63
3.4.2	Ensaio a temperaturas elevadas	66
3.4.2.1	Métodos utilizados para instalação da amostra de ensaio	67
3.4.2.2	Programa experimental dos ensaios ao fogo	67
3.4.2.3	Detalhes de acondicionamento da amostra a ensaiar	67
3.4.2.4	Relativamente à direcção em que a amostra foi testada	67
3.4.2.5	Relativamente à posição dos termopares, às medições da pressão e deformação	70
3.4.2.6	A temperatura ambiente no laboratório no começo do ensaio	71

3.4.2.7	Condições de pressão em relação à posição ocupada pela amostra de ensaio	71
3.4.2.8	Curva de temperatura/tempo imposta durante o ensaio e temperaturas atingíveis.....	72
3.4.2.9	Verificação das tolerâncias da curva temperatura/tempo, das condições de pressão e da temperatura ambiente do laboratório.....	73
3.4.2.10	Tabelas e gráficos de todos os dados obtidos	74
4.	CARACTERIZAÇÃO DAS PROPRIEDADES RESIDUAIS DO BETÃO DE CAL HIDRÁULICA E METACAULINO	75
4.1	INTRODUÇÃO	75
4.2	INFLUÊNCIA DO METACAULINO À TEMPERATURA AMBIENTE.....	76
4.3	RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS COM PROVETES DE BETÃO A ELEVADAS TEMPERATURAS	83
4.3.1	Análise visual dos provetes após ensaio ao fogo	83
4.3.2	Resultados da Resistência à compressão residual	84
4.3.3	Discussão dos Resultados obtidos.....	89
5.	CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS	93
5.1	CONCLUSÕES	93
5.2	PERSPECTIVAS FUTURAS.....	94
6.	BIBLIOGRAFIA.....	97
APÊNDICE I.	I
APÊNDICE II.	VI
APÊNDICE III.	X
APÊNDICE IV.	XVII

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 2

FIGURA 2.1. CURVAS NOMINAIS TEMPERATURA – TEMPO, DEFINIDAS NO EUROCÓDIGO 1:1-2 (2002).	7
FIGURA 2.2. VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA EM FUNÇÃO DA TEMPERATURA PARA O BETÃO DE ELEVADO DESEMPENHO (HSC) E O BETÃO NORMAL (NSC) (PHAN, 1996).	8
FIGURA 2.3. FISSURAS E <i>SPALLING</i> NAS AMOSTRAS DE BETÃO (JAU ET AL., 2008)	12
FIGURA 2.4. TEXTURA E SUPERFÍCIE DO BETÃO APÓS EXPOSIÇÃO A ALTAS TEMPERATURAS (ARIOZ, 2007).	12
FIGURA 2.5. RESULTADOS DA ANÁLISE DE DTA/TG NA PASTA DE CIMENTO [4].	16
FIGURA 2.6. RESULTADOS DA ANÁLISE DA COR BRANCA (ARIOZ, 2007).	17
FIGURA 2.7. RESULTADOS DA ANÁLISE DA COR VERDE, VERMELHA E AMARELA (ARIOZ, 2007).	18
FIGURA 2.8. RELAÇÃO DA FORÇA RESIDUAL OBTIDA EXPERIMENTALMENTE POR LIE (1984) E POR JAU (HSU, 2005).	20
FIGURA 2.9. COMPARAÇÃO DO NÚMERO DE TESTES REFERENTES À RELAÇÃO DA FORÇA RESIDUAL PARA 700°C, OBSERVADA POR LIE E POR JAU (2008).	20
FIGURA 2.10. CURVA RESIDUAL DE ROTURA À COMPRESSÃO DE UM BETÃO NORMAL DENSO EM FUNÇÃO DA TEMPERATURA MÁXIMA VERIFICADA ANTES E DEPOIS DAS CONDIÇÕES DE ARREFECIMENTO (CEB, 1991).	21
FIGURA 2.11. VARIAÇÃO DA TENSÃO RESIDUAL DE ROTURA À COMPRESSÃO DUM BETÃO DE INERTES DE CALCÁRIO EM FUNÇÃO DA TEMPERATURA MÁXIMA E DA PERCENTAGEM DE CARREGAMENTO.	22
FIGURA 2.12. RESISTÊNCIA RELATIVA PARA MISTURAS DE BETÃO APÓS ELEVADAS TEMPERATURAS (ARIOZ, 2007).	25
FIGURA 2.13. VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO BETÃO, FC, COM A TEMPERATURA, T (LNEC, 1990).	26
FIGURA 2.14. CURVA NORMALIZADA DO BETÃO COM AGREGADOS CALCÁRIOS EM FUNÇÃO DA TEMPERATURA (EC2:1-2, 2004).	26
FIGURA 2.15. RELAÇÃO RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO – TEMPERATURA PARA BETÕES COM AGREGADOS CALCÁRIOS (YOUSSEF ET AL, 2007).	27
FIGURA 2.16. VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DO BETÃO, FCT, COM A TEMPERATURA, T (LNEC, 1990).	27
FIGURA 2.17. VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO BETÃO, Ec, COM A TEMPERATURA, T (LNEC, 1990).	28
FIGURA 2.18. PERDA DE PESO PARA AS AMOSTRAS DE BETÃO SUJEITAS A ELEVADAS TEMPERATURAS (ARIOZ, 2007).	29
FIGURA 2.19. RELAÇÃO ENTRE A PERDA DE RESISTÊNCIA E A PERDA DE PESO PARA MISTURAS DE BETÃO (ARIOZ, 2007).	30
FIGURA 2.20. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO RESIDUAL DO BETÃO HSC (POON, 2003).	34
FIGURA 2.21. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO RESIDUAL DO BETÃO NSC (POON, 2003).	34
FIGURA 2.22. FREQUÊNCIA DO <i>SPALLING</i> NO BETÃO COM MC A ELEVADAS TEMPERATURAS (POON, 2003).	36
FIGURA 2.23. EXPOSIÇÃO DO BETÃO A DIFERENTES NÍVEIS DE TEMPERATURA (LOURENÇO ET AL., 2006).	40
FIGURA 2.24. DESAGREGAÇÃO DE UM PROVETE CILÍNDRICO DE BETÃO APÓS EXPOSIÇÃO A 1000°C (LOURENÇO ET AL., 2006). ..	41
FIGURA 2.25. VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE RESIDUAL DO BETÃO EM FUNÇÃO DE T_{MAX} (LOURENÇO ET AL., 2006). ..	41
FIGURA 2.26. COMPORTAMENTO σ - ϵ RESIDUAL À COMPRESSÃO DOS PROVETES CEM425 (LOURENÇO ET AL., 2006).	42
FIGURA 2.27. COMPORTAMENTO σ - ϵ RESIDUAL À COMPRESSÃO (COMPOSIÇÃO CEM425) (LOURENÇO ET AL., 2006).	43
FIGURA 2.28. COMPORTAMENTO σ - ϵ RESIDUAL À COMPRESSÃO (COMPOSIÇÃO CEM525) (LOURENÇO ET AL., 2006).	43

FIGURA 2.29. VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA RESIDUAL À COMPRESSÃO DO BETÃO EM FUNÇÃO DE T_{MAX} (LOURENÇO ET AL., 2006).	43
FIGURA 2.30. RESULTADOS DA ANÁLISE TERMOGRAVIMÉTRICA (TG) À PASTA DE CIMENTO EM ESTUDO (DEJONG ET AL., 2007).	46
FIGURA 2.31. ANÁLISE TÉRMICA DIFERENCIAL DA PASTA DE CIMENTO POR BAZANT ET AL. (1996).	47
Capítulo 3	
FIGURA 3.1 REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DE UMA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE COMPORTAMENTO EM COMPRESSÃO DO BETÃO, DOS AGREGADOS E DA PASTA DE CIMENTO (MILENKOVIC, 2000).	53
FIGURA 3.2. MATERIAIS UTILIZADOS NO ÂMBITO DESTE TRABALHO. DA ESQUERDA PARA A DIREITA: OS AGREGADOS: BRITA GROSSA (B2), BRITA FINA (B1), AREIA E OS LIGANTES: CAL HIDRÁULICA (CH) E METACAUULINO (MC).	56
FIGURA 3.3. CURVAS GRANULOMÉTRICAS PARA OS TRÊS TIPOS DE AGREGADOS (BRITA FINA, BRITA GROSSA E AREIA) UTILIZADOS NA PREPARAÇÃO DOS PROVETES ESTUDADOS.	56
FIGURA 3.4. MÉTODO GRÁFICO DE FAURY E CURVA GRANULOMÉTRICA PARA A MISTURA UTILIZADA NA PREPARAÇÃO DOS PROVETES ESTUDADOS.	57
FIGURA 3.5. BETONEIRA UTILIZADA NA PRODUÇÃO DO BETÃO DOS PROVETES CÚBICOS.	59
FIGURA 3.6. MOLDES UTILIZADOS PARA A PRODUÇÃO DOS PROVETES: A) PROVETES CÚBICOS 100x100x100 [mm ³] E B) PROVETES CÚBICOS 150x150x150 [mm ³].	59
FIGURA 3.7. PROVETES PRODUZIDOS: A) PROVETES CÚBICOS 100x100x100 [mm ³] E B) PROVETES CÚBICOS 150x150x150 [mm ³].	60
FIGURA 3.8. ARMAZENAGEM DOS PROVETES NA CÂMARA HÚMIDA.	60
FIGURA 3.9. PRENSA UTILIZADA NA REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO DOS PROVETES CÚBICOS.	62
FIGURA 3.10. REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DO MODO DE ROTURA EM COMPRESSÃO DE UM PROVETE CÚBICO EM QUE O ATRITO DOS PRATOS DA PRENSA IMPEDE A DEFORMAÇÃO TRANSVERSAL DA SECÇÃO DE APLICAÇÃO DAS FORÇAS DE COMPRESSÃO.	64
FIGURA 3.11. MODOS DE ROTURA SATISFATÓRIOS PARA PROVETES CÚBICOS SEGUNDO A NORMA NP EN 12390-3.	64
FIGURA 3.12. MODOS DE ROTURA NÃO-SATISFATÓRIOS PARA PROVETES CÚBICOS SEGUNDO A NORMA NP EN 12390-3.	65
FIGURA 3.13. COLOCAÇÃO DOS PROVETES CÚBICOS NA PRENSA PARA O ENSAIO À COMPRESSÃO: A) PROVETE CÚBICO DE 100x100x100 [mm ³] E B) PROVETE CÚBICO DE 150x150x150 [mm ³].	65
FIGURA 3.14. MODOS DE ROTURA EXIBIDO PELOS PROVETES CÚBICOS EM ENSAIOS DE COMPRESSÃO: A) DURANTE O ENSAIO À COMPRESSÃO E B) APÓS O ENSAIO À COMPRESSÃO.	66
FIGURA 3.15. PROVETES DE BETÃO ENSAIADOS NO ENSAIO 1 (200°C).	69
FIGURA 3.16. PROVETES DE BETÃO ENSAIADOS NO ENSAIO 2 (400°C).	69
FIGURA 3.17. PROVETES DE BETÃO ENSAIADOS NO ENSAIO 3 (600°C).	69
FIGURA 3.18. PROVETES DE BETÃO ENSAIADOS NO ENSAIO 4 (400°C).	70
FIGURA 3.19. PROVETES DE BETÃO ENSAIADOS NO ENSAIO 5 (800°C).	70
FIGURA 3.20. TERMOPARES DO FORNO E DO MEDIDOR DE PRESSÃO.	71
FIGURA 3.21. CURVA NOMINAL DE INCÊNDIO PADRÃO ISO 834.	72

Capítulo 4

FIGURA 4.1. RESULTADOS DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DE AMASSADURAS PARA O METACAUINO MCA (AM1) E MCB (AM2 E AM3) AOS 28 E 90 DIAS.	76
FIGURA 4.2. RESULTADOS DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO EM FUNÇÃO DA IDADE PARA O BETÃO EM ESTUDO.	77
FIGURA 4.3. RESULTADOS DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO PARA TODAS AS AMASSADURAS REALIZADAS AOS 28 DIAS DE IDADE..	77
FIGURA 4.4. VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO COM A PERCENTAGEM DE METACAUINO.....	78
FIGURA 4.5. RESULTADOS DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO PARA CUBOS DE 100x100x100 [mm ³] E 150x150x150 [mm ³] REALIZADOS COM A MESMA AMASSADURA PARA 0% MC.....	80
FIGURA 4.6. RESULTADOS DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO PARA CUBOS DE 100x100x100 [mm ³] E 150x150x150 [mm ³] REALIZADOS COM A AMASSADURA DE 20% MC.	80
FIGURA 4.7. VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO EM FUNÇÃO DA MASSA DOS PROVETES ENSAIADOS PARA O METACAUINO MCA.....	81
FIGURA 4.8. VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO EM FUNÇÃO DA MASSA DOS PROVETES ENSAIADOS PARA O MCB.	82
FIGURA 4.9. VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO RESIDUAL DOS PROVETES DE BETÃO EM FUNÇÃO DA TEMPERATURA, PARA AS PERCENTAGENS DE METACAUINO UTILIZADAS.	85
FIGURA 4.10. VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO RESIDUAL DOS PROVETES DE BETÃO EM FUNÇÃO DA PERCENTAGEM DE METACAUINO NA MISTURA PARA TODOS OS ENSAIOS AO FOGO REALIZADOS.	87
FIGURA 4.11. RESULTADOS DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO RESIDUAL PARA CUBOS DE 100x100x100 [mm ³] E 150x150x150 [mm ³], COM 20% E 30% MC A TEMPERATURAS COMPREENDIDAS ENTRE 400°C E 800°C.....	88
FIGURA 4.12. RESULTADOS DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO RESIDUAL PARA OS DOIS ENSAIOS REALIZADOS A 400°C EM FUNÇÃO DA PERCENTAGEM DE METACAUINO.	89

Apêndice II

FIGURA II.1. CURVAS TEMPERATURA - TEMPO NOS TERMOPARES DO FORNO DURANTE O ENSAIO 1.....	VI
FIGURA II.2. CONDIÇÕES DE PRESSÃO MEDIDAS NO INTERIOR DO FORNO, DURANTE O ENSAIO 1.	VI
FIGURA II.3. CURVAS TEMPERATURA - TEMPO NOS TERMOPARES DO FORNO DURANTE O ENSAIO 2.....	VII
FIGURA II.4. CONDIÇÕES DE PRESSÃO MEDIDAS NO INTERIOR DO FORNO, DURANTE O ENSAIO 2.	VII
FIGURA II.5. CURVAS TEMPERATURA - TEMPO NOS TERMOPARES DO FORNO DURANTE O ENSAIO 3.....	VII
FIGURA II.6. CONDIÇÕES DE PRESSÃO MEDIDAS NO INTERIOR DO FORNO, DURANTE O ENSAIO 3.	VIII
FIGURA II.7. CURVAS TEMPERATURA - TEMPO NOS TERMOPARES DO FORNO DURANTE O ENSAIO 4.....	VIII
FIGURA II.8. CONDIÇÕES DE PRESSÃO MEDIDAS NO INTERIOR DO FORNO, DURANTE O ENSAIO 4.....	VIII
FIGURA II.9. CURVAS TEMPERATURA - TEMPO NOS TERMOPARES DO FORNO DURANTE O ENSAIO 5.....	IX
FIGURA II.10. CONDIÇÕES DE PRESSÃO MEDIDAS NO INTERIOR DO FORNO, DURANTE O ENSAIO 5.....	IX

ÍNDICE DE TABELAS

Capítulo 2

TABELA 2.1 DOSAGENS PARA A COMPOSIÇÃO DO BETÃO UTILIZADO EXPERIMENTALMENTE.	10
TABELA 2.2 – DESCRIÇÃO DOS RESULTADOS OBSERVADOS NO BETÃO A ALTAS TEMPERATURAS.	11

Capítulo 3

TABELA 3.1. PROGRAMA EXPERIMENTAL DOS ENSAIOS AO FOGO REALIZADOS	68
------------------------------------------------------------------------	----

Capítulo 4

TABELA 4.1. FOTOGRAFIAS DOS PROVETES DE BETÃO APÓS EXPOSIÇÃO A ELEVADAS TEMPERATURAS EM FUNÇÃO DA PERCENTAGEM DE METACAULINO.	83
------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----

Apêndice I

TABELA I.1: GRANULOMETRIA DOS AGREGADOS UTILIZADOS NA PREPARAÇÃO DO BETÃO EM ESTUDO.	I
TABELA I.2: VALORES ADOPTADOS PARA O CÁLCULO DO TRAÇADO DA CURVA DE FAURY E DA CURVA DA MISTURA.	II
TABELA I.3: VALORES DA DENSIDADE VOLUMICA DOS MATERIAIS UTILIZADOS NA MISTURA.	II
TABELA I.4: CÁLCULO DA COMPOSIÇÃO DA MISTURA COM 0% MC.	II
TABELA I.5: CÁLCULO DA COMPOSIÇÃO DA MISTURA COM 20% MC.	III
TABELA I.6: CÁLCULO DA COMPOSIÇÃO DA MISTURA COM 30% MC.	III
TABELA I.7: CÁLCULO DA COMPOSIÇÃO DA MISTURA COM 40% MC.	IV
TABELA I.8: CÁLCULO DA COMPOSIÇÃO DA MISTURA COM 50% MC.	V

Apêndice II

TABELA III.9: VALORES EXPERIMENTAIS DA TENSÃO DE ROTURA À COMPRESSÃO, σ_{RC} , TENSÃO DE ROTURA MÉDIA À COMPRESSÃO, σ_{RC} E DESVIOS-PADRÃO, S_N PARA MISTURAS DE BETÃO COM CAL HIDRÁULICA E METACAULINO MCA PARA 28 DIAS DE IDADE.	X
TABELA III.10: VALORES EXPERIMENTAIS DA TENSÃO DE ROTURA À COMPRESSÃO, σ_{RC} , TENSÃO DE ROTURA MÉDIA À COMPRESSÃO, σ_{RC} E DESVIOS-PADRÃO, S_N PARA MISTURAS DE BETÃO COM CAL HIDRÁULICA E METACAULINO MCB PARA 28 DIAS DE IDADE.	X
TABELA III.11: VALORES EXPERIMENTAIS DA TENSÃO DE ROTURA À COMPRESSÃO, σ_{RC} , TENSÃO DE ROTURA MÉDIA À COMPRESSÃO, σ_{RC} E DESVIOS-PADRÃO, S_N PARA MISTURAS DE BETÃO COM CAL HIDRÁULICA E MCB.	XI
TABELA III.12: VALORES EXPERIMENTAIS DA TENSÃO DE ROTURA À COMPRESSÃO À TEMPERATURA AMBIENTE E A 200°C, $\sigma_{RC,20}$ E $\sigma_{RC,T}$, RESPECTIVAMENTE E TENSÃO DE ROTURA MÉDIA À COMPRESSÃO À TEMPERATURA AMBIENTE E A 200°C, $\sigma_{RC,20}$ E $\sigma_{RC,T}$ E RESPECTIVOS DESVIOS-PADRÃO, $S_{N,T}$ PARA OS PROVETES DE BETÃO ENSAIADOS.	XII
TABELA III.13: VALORES EXPERIMENTAIS DA TENSÃO DE ROTURA À COMPRESSÃO À TEMPERATURA AMBIENTE E A 400°C, $\sigma_{RC,20}$ E $\sigma_{RC,T}$, RESPECTIVAMENTE E TENSÃO DE ROTURA MÉDIA À COMPRESSÃO À TEMPERATURA AMBIENTE E A 400°C, $\sigma_{RC,20}$ E $\sigma_{RC,T}$ E RESPECTIVOS DESVIOS-PADRÃO, $S_{N,T}$ PARA OS PROVETES DE BETÃO ENSAIADOS.	XIII

TABELA III.14: VALORES EXPERIMENTAIS DA TENSÃO DE ROTURA À COMPRESSÃO À TEMPERATURA AMBIENTE E A 600°C, $\sigma_{RC,20}$ E $\sigma_{RC,T}$, RESPECTIVAMENTE E TENSÃO DE ROTURA MÉDIA À COMPRESSÃO À TEMPERATURA AMBIENTE E A 600°C, $\sigma_{RC,20}$ E $\sigma_{RC,T}$ E RESPECTIVOS DESVIOS-PADRÃO, $S_{N,T}$ PARA OS PROVETES DE BETÃO ENSAIADOS.	XIV
TABELA III.15: VALORES EXPERIMENTAIS DA TENSÃO DE ROTURA À COMPRESSÃO À TEMPERATURA AMBIENTE E A 800°C, $\sigma_{RC,20}$ E $\sigma_{RC,T}$, RESPECTIVAMENTE E TENSÃO DE ROTURA MÉDIA À COMPRESSÃO À TEMPERATURA AMBIENTE E A 800°C, $\sigma_{RC,20}$ E $\sigma_{RC,T}$ E RESPECTIVOS DESVIOS-PADRÃO, $S_{N,T}$ PARA OS PROVETES DE BETÃO ENSAIADOS.	XV
TABELA III.16: VALORES EXPERIMENTAIS DA TENSÃO DE ROTURA À COMPRESSÃO À TEMPERATURA AMBIENTE E A 400°C, $\sigma_{RC,20}$ E $\sigma_{RC,T}$, RESPECTIVAMENTE E TENSÃO DE ROTURA MÉDIA À COMPRESSÃO À TEMPERATURA AMBIENTE E A 400°C, $\sigma_{RC,20}$ E $\sigma_{RC,T}$ E RESPECTIVOS DESVIOS-PADRÃO, $S_{N,T}$ PARA OS PROVETES DE BETÃO ENSAIADOS (CORRESPONDE AO ENSAIO AO FOGO Nº4).	XVI

Apêndice IV

TABELA IV.17. FOTOGRAFIAS DOS PROVETES DE BETÃO APÓS O PRIMEIRO ENSAIO, EXPOSTO A 200°C, EM FUNÇÃO DA PERCENTAGEM DE METACAUPLINO.	XVII
TABELA IV.18. FOTOGRAFIAS DOS PROVETES DE BETÃO APÓS O SEGUNDO ENSAIO, EXPOSTO A 400°C, EM FUNÇÃO DA PERCENTAGEM DE METACAUPLINO.	XVIII
TABELA IV.19. FOTOGRAFIAS DOS PROVETES DE BETÃO APÓS O TERCEIRO ENSAIO, EXPOSTO A 600°C, EM FUNÇÃO DA PERCENTAGEM DE METACAUPLINO.	XIX
TABELA IV.20. FOTOGRAFIAS DOS PROVETES DE BETÃO APÓS O QUINTO ENSAIO, EXPOSTO A 800°C, EM FUNÇÃO DA PERCENTAGEM DE METACAUPLINO.	XX

LISTA DE ACRÓNIMOS

AM	- Amassadura
CH	- Cal hidráulica
DTA	- Análise Diferencial Térmica
EC 2	- Eurocódigo 2
FA	- Cinza volante
FRC	- Betão reforçado com fibras
HSC	- Betão de elevado desempenho
MC	- Metacaulino
MCA	- Metacaulino antigo
MCB	- Metacaulino novo
MF	- Módulo de finura
NSC	- Betão de normal desempenho
OPC	- Cimento Portland Normal
SF	- Sílica de fumo
ISO	- International Organization for Standardization

LISTA DE SÍMBOLOS

E_c	- Módulo de elasticidade
f_{cm}	- Resistência à tracção do betão
f_{ct}	- Resistência à compressão do betão
T	- Temperatura (°C)
σ_{RC}	- Tensão de rotura à compressão
$\bar{\sigma}_{RC}$	- Tensão de rotura média à compressão
$\sigma_{RC,20}$	- Tensão de rotura à compressão à temperatura ambiente (20°C)
$\sigma_{RC,T}$	- Tensão de rotura à compressão para uma dada temperatura T , de ensaio
S_n	- Desvio-padrão
$S_{n,T}$	- Desvio-padrão para uma dada temperatura T

1. Introdução

Neste capítulo procede-se ao enquadramento do trabalho focando a motivação, considerações gerais e objectivos deste estudo. Descreve-se também, de uma forma breve, algumas propriedades importantes do betão e refere-se a estrutura da presente dissertação.

1.1 Motivação

O interesse no estudo das propriedades residuais do betão após incêndio, baseia-se no facto de nos depararmos com incêndios acidentais em edifícios. Depois de ocorrer um incêndio é necessário fazer a avaliação dos seus danos, permitindo quantificar as propriedades residuais dos elementos danificados, nomeadamente o betão, que é o elemento crucial neste trabalho.

Pretende-se com este trabalho de mestrado estudar o comportamento do betão com cal hidráulica e metacaulino ao fogo, visto ser um tema ainda pouco aprofundado.

1.2 Considerações Gerais

Actualmente, o betão é o material mais usado em Portugal na construção de edifícios. As propriedades mecânicas do betão são influenciadas por vários factores. Nesta dissertação será analisada a influência das altas temperaturas.

Um incêndio pode levar uma estrutura de betão ao colapso, e causar, tanto a perda de vidas humanas, como elevados custos na sua reabilitação. Contudo os danos podem ser minimizados se os elementos estruturais resistirem durante, pelo menos, o tempo necessário à evacuação das pessoas e para a intervenção de operações de combate a

incêndios. Assim, os elementos estruturais devem ser salvaguardados e possuir uma resistência mecânica residual que permita a sua recuperação.

É muito difícil quantificar o desempenho do betão durante um incêndio devido a vários factores:

- Diferenças no tipo de tensões a que o betão pode estar sujeito;
- Teor de humidade do betão, enquanto está a ser aquecido;
- Diferenças no tempo de exposição e nas temperaturas atingidas;
- Diferenças nas propriedades dos agregados.

1.2.1 Ensaios em laboratório

Para a avaliação de estruturas de betão poderão ser realizados ensaios em laboratório para se testar algumas propriedades do betão afectadas pelo fogo. Algumas delas são: (i) resistência à compressão; (ii) módulo de Young; (iii) resistência à tracção; (iv) densidade; (v) porosidade e (vi) cor.

Neste trabalho avaliar-se-á a resistência à compressão do betão de cal hidráulica, à temperatura ambiente e após elevadas temperaturas, tendo também em conta a alteração da sua cor.

Para estudar o comportamento mecânico do betão em estudo serão realizados ensaios de resistência à compressão seguindo a norma NP EN-12390-3 (NP EN 12390-3, 2003).

Para a verificação da segurança ao fogo de estruturas de betão armado podemos basear-nos na parte 1-2 do Eurocódigo 2 (EC 2:1-2, 2004), que ilustra o procedimento simplificado para estes elementos.

Para os ensaios de resistência ao fogo irá seguir-se a norma espanhola UNE-EN 1363-1 (UNE-EN 1363, 2000).

1.3 Objectivos

Os principais objectivos deste trabalho são avaliar o aspecto do betão sujeito a determinadas temperaturas e avaliar a resistência à compressão residual em provetes de

betão cúbicos de dimensões 100x100x100 [mm³] e 150x150x150 [mm³], após exposição ao fogo.

Para este estudo utilizar-se-á um betão que usa como ligante a cal hidráulica (NHL 5) com a adição de um material pozolânico, o metacaulino. Este aditivo confere a este tipo de composições um comportamento bastante razoável no que respeita à resistência, à compressão simples e à tracção, como se pretende verificar nos resultados obtidos.

Assim, de uma forma genérica, o presente trabalho visa:

- i. estudar diversas composições de betão, fixando a dimensão dos agregados (brita grossa e fina, areia e quantidade de água) e fazendo variar a matriz de Cal hidráulica, substituindo em percentagem por metacaulino;
- ii. efectuar um conjunto alargado de ensaios à compressão com o intuito de compreender e avaliar a viabilidade e capacidade resistente do betão em estudo. Para isso serão realizados ensaios à temperatura ambiente aos 28 dias e à data de ensaio ao fogo;
- iii. realizar ensaios ao forno a temperaturas de 200, 400, 600 e 800°C para caracterizar o comportamento do betão ao fogo;
- iv. face aos resultados dos ensaios ao fogo, determinar e avaliar a capacidade resistente do betão quando submetido a diferentes temperaturas;
- v. registar e analisar os modos de rotura e de fendilhação do betão ensaiado.

1.4 Estrutura da dissertação

A presente dissertação está organizada em cinco capítulos. Neste primeiro capítulo é apresentada a introdução e enquadramento do trabalho, indicando de forma sumária as motivações que levaram ao desenvolvimento do mesmo.

No Capítulo 2 são detalhados os processos que conduziram ao desenvolvimento do estudo do comportamento do betão ao fogo, apresentando-se uma revisão bibliográfica sobre os assuntos abordados.

No Capítulo 3 são justificados e sistematizados os ensaios desenvolvidos neste trabalho. É descrita e justificada a composição do betão em estudo, caracterizando

fisicamente os materiais utilizados, descreve-se a metodologia de produção do betão com cal hidráulica e metacaulino e apresentam-se e discutem-se os modos de rotura dos respectivos provetes.

O Capítulo 4 é dedicado à apresentação e discussão dos resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão do betão com cal hidráulica e metacaulino em função da idade à temperatura ambiente. Avalia-se também a influência da temperatura no betão, recorrendo aos resultados da resistência à compressão residual dos provetes de betão em estudo após exposição a várias temperaturas.

Finalmente, no Capítulo 5, descrevem-se as principais conclusões do trabalho que aqui se apresenta, indicando-se algumas perspectivas de desenvolvimento de trabalhos futuros.

2. Efeito das elevadas temperaturas nas propriedades do betão

Procede-se ao estudo das propriedades do betão ao fogo, apresentando-se uma revisão bibliográfica sobre o assunto, sustentada na abordagem por vários autores.

Um incêndio poderá levar uma estrutura em betão ao seu colapso total ou parcial, com custos elevados, tanto na perda de vidas humanas, como no consumo de elevados recursos económicos para a sua reconstrução ou demolição. Os elementos estruturais deverão, assim, resistir em situação de incêndio, durante, pelo menos, ao tempo necessário à evacuação das pessoas e para as operações de combate do incêndio (tempo de resistência ao fogo). Como segundo requisito, os elementos estruturais deverão, também, apresentar uma resistência mecânica residual que permita a sua recuperação. Os danos nos elementos estruturais provocados pela acção de um incêndio são, no entanto, difíceis de avaliar. São necessários meios de inspecção e avaliação adequados que ofereçam ao inspector a segurança e a confiança necessárias, para que este possa pronunciar-se, em tempo útil, acerca das possibilidades de utilização futura da estrutura (Lourenço et al., 2003).

Apesar da sua durabilidade, quando submetido às mais variadas condições de agressividade ambiental, podemos afirmar que a exposição a temperaturas elevadas origina uma degradação das propriedades mecânicas e químicas do betão. A coloração, a fissuração, e o *spalling* (níveis significativos de destacamento explosivo da sua superfície), a deformação dos elementos, a encurvadura de armaduras principais, o

ataque químico dos cloretos e a avaliação dos danos, são características que descrevem os danos causados (Lourenço et al., 2006 e Rodrigues, 1994).

2.1 Características dos incêndios:

Para que possa ocorrer um incêndio torna-se necessária a existência simultânea de três factores: (i) uma fonte de calor, (ii) o combustível e (iii) o comburente (o oxigénio). O início do incêndio dá-se quando a mistura combustível/oxigénio está suficientemente quente para que ocorra a combustão (Vila Real, 2003).

2.1.1 Curvas de incêndio nominais

As curvas nominais são curvas convencionais que podem ser definidas por fórmulas simples (equações 2.1, 2.2 e 2.3) e que não dependem da dimensão ou tipo dos edifícios.

2.1.1.1 Curva de incêndio padrão

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (2.1)$$

Onde θ_g é a temperatura do gás no compartimento (°C) e t é o tempo em minutos.

2.1.1.2 Curva de incêndio para elementos exteriores

$$\theta_g = 660 + (1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t} + 20) \quad (2.2)$$

Onde θ_g é a temperatura do gás perto do elemento (°C) e t é o tempo em minutos.

2.1.1.3 Curva de incêndio de hidrocarbonetos

$$\theta_g = 1080 + (1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t} + 20) \quad (2.3)$$

Onde θ_g é a temperatura do gás no compartimento (°C) e t é o tempo em minutos.

Em muitos testes de incêndios, como por exemplo, nos fogos de hidrocarbonetos observa-se uma elevada proporção de spalling, que deflagra nos primeiros minutos de exposição ao fogo. Esta situação é descrita na curva de hidrocarbonetos do EC1:1-2

(2002). Logo que os fogos de hidrocarbonetos deflagram, desenvolvem-se elevados gradientes de temperaturas. Os fogos desta natureza são caracterizados por aquecimento rápido e por intensidades elevadas. São representadas pela curva do Eurocódigo 1:Parte 1-2 (2002) e comprova-se que são os mais severos.

Na Figura 2.1 estão representadas as curvas nominais de tempo - temperatura definidas no EC1:1-2 (2002). A curva de incêndio - padrão é a utilizada nos ensaios experimentais em fornalha para determinação da resistência ao fogo de elementos estruturais.

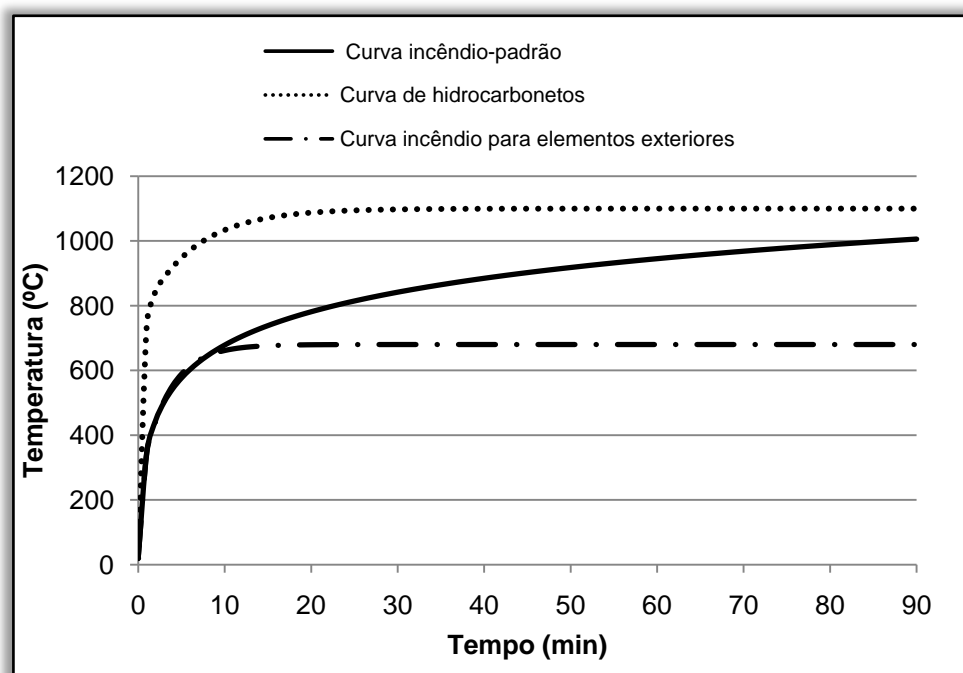


Figura 2.1. Curvas nominais temperatura – tempo, definidas no Eurocódigo 1:1-2 (2002).

2.1.2 Características dos Materiais e Resistência do betão:

O comportamento de elementos estruturais de betão expostos ao fogo depende, em parte, de propriedades térmicas e mecânicas do betão que está a ser avaliado.

A resistência do betão ao fogo é significativamente influenciada pela densidade, humidade e temperatura de exposição.

Os resultados dos testes da resistência ao fogo mostram que a resistência do betão é influenciada pela baixa permeabilidade o que proporciona o aparecimento do *spalling*.

A comparação da variação de resistência do betão de elevado desempenho (HSC) e do betão normal (NSC) em função da temperatura é exemplificada na Figura 2.2. O gráfico mostra que a diminuição da resistência é superior para betões HSC, para a mesma temperatura, provocando ainda o aparecimento de *spalling* para estes betões. Estes resultados basearam-se em estudos realizados a pilares de betão, onde foram comparados resultados ao fogo para estes dois tipos de betão. Na maioria destes ensaios é mais difícil especificar a variação da resistência para pilares de betão HSC.

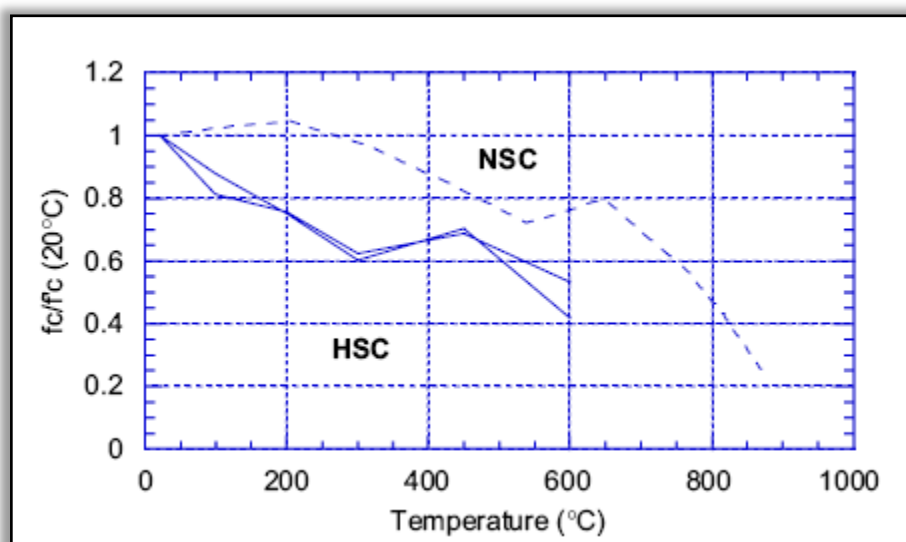


Figura 2.2. Variação da resistência em função da temperatura para o betão de elevado desempenho (HSC) e o betão normal (NSC) (Phan, 1996).

2.1.3 Factores que determinam o comportamento do betão de elevado desempenho ao fogo, segundo V. Kodur (2007)

O betão de elevado desempenho está cada vez mais a aumentar a sua aplicação em edifícios, uma vez que transmite maior segurança ao fogo.

Geralmente, o betão de normal desempenho e o betão de elevado desempenho exibem bom comportamento quando expostos ao fogo, mas apresentam características diferentes. Uma das preocupações é o aumento significativo da temperatura, que provoca o fenómeno de *spalling* no betão originado pela baixa porosidade que o HSC possui.

A resistência ao fogo dos elementos depende da geometria, dos materiais, da intensidade da força e das características que o betão apresenta após a exposição ao fogo.

2.2 Propriedades do betão normal a elevadas temperaturas

Para o conhecimento das propriedades mecânicas e físicas do betão, podemos expor o betão a várias temperaturas. Quando exposto a elevadas temperaturas, o betão sofre mudanças na sua composição química, estrutura física e quantidade de água. Tais mudanças foram analisadas por vários investigadores e muitas experiências foram realizadas para se obterem conclusões nesse sentido.

Omer Arioiz (2007) fabricou amostras de betão com cimento Portland e agregados de pedras calcárias (*crushed limestone*) e cascalho do rio (*river gravel*), com a dimensão máxima de 15mm, a várias temperaturas (200°C a 1200°C). Depois desta exposição analisou os resultados obtidos.

Foram estudadas quatro misturas (duas misturas contêm agregados com razão água cimento $w/c=0,6$ e $0,5$; duas misturas contêm cascalho do rio com razão água cimento $w/c=0,5$ e $0,4$), moldadas em cubos de 70x70x70 mm que foram 28 dias curados em água. No final destes 28 dias foram conservados durante 6 dias em ar seco e finalmente levados ao forno à temperatura de 105°C durante 24h. Posteriormente, foram sujeitos a temperaturas entre 200 e 1200°C, durante duas horas de uma forma linear (aumento de 20°C/min). A taxa de arrefecimento foi de 2°C/min.

Após esta fase, os cubos foram armazenados à temperatura ambiente durante 2 horas até serem ensaiados à compressão. A perda de peso e a resistência à compressão foram avaliadas, assim como a DTA, a cor e o modo de rotura.

Jau e Huang em 2001 desenvolveram um estudo para testar o comportamento de pilares ao fogo. Para isso submeteram a elevadas temperaturas amostras de betão armado durante duas e quatro horas e compararam o resultado da força residual com estudos experimentais já anteriormente realizados por Lie em 1984.

No caso do betão, Rodrigues (1994) estudou a influência do carregamento na tensão residual de rotura à compressão. Para este efeito, realizou ensaios laboratoriais em provetes de betão com agregados calcários. Após a realização dos ensaios, os valores da resistência residual à compressão do betão obtidos para as zonas afectadas foram comparados com outros obtidos para zonas não afectadas. Foram concebidos 38 provetes cilíndricos com 7 cm de diâmetro e 13 cm de altura. Os valores escolhidos para

os níveis máximos de temperatura em cada processo de aquecimento/arrefecimento foram 300°C, 500°C, 700°C e 800°C.

A mistura de betão ensaiada é composta por inertes calcários e cimento Portland PZ 35F (DIN 1164) com características idênticas ao cimento Portland tipo I, classe 32,5 (NP 2064) existente no mercado Português.

O estudo da composição do betão permitiu obter as seguintes dosagens (ver Tabela 2.1):

Tabela 2.1 Dosagens para a composição do betão utilizado experimentalmente.

Dosagem de cimento		350 kg/m ³
Dosagem de água		175 Kg/m ³
Agregados	Dimensão (mm)	Peso volúmico
Areia de reno	0/2 mm	551 Kg/m ³
Inertes calcários	2/5 mm	534 Kg/m ³
	5/8 mm	273 Kg/m ³
	8/11 mm	183 Kg/m ³
	11/16 mm	327 Kg/m ³

O betão fabricado apresentava as seguintes características: Plasticidade de 41 cm de ensaio de espalhamento (NP 414) e 2 % de volume no índice de vazios.

Para efectuar o controlo de moldes disponíveis, foram realizados ensaios de compressão aos (28 dias) em três cubos de 150 mm de aresta, fabricados com betão proveniente de cada uma das amassaduras.

Sobre os provetes cilíndricos, realizaram-se ensaios de resistência à compressão do betão para três provetes para cada amassadura aos 28 dias. Estes resultados obtidos à temperatura ambiente (20°C) serviram como valores de referência.

Para determinação da tensão residual de rotura à compressão do betão realizaram-se ensaios aos restantes provetes cilíndricos. Aqueceu-se um provete a determinada temperatura e manteve-se a esse nível durante 30 minutos, deixando-o arrefecer em

seguida até à temperatura ambiente e procedeu-se ao ensaio de rotura. O processo de aquecimento/arrefecimento foi realizado mantendo a acção de carregamento.

2.2.1 Observações detectadas na superfície do betão

A Tabela 2.2 mostra os resultados observados nas amostras de betão após serem expostas a temperaturas compreendidas entre 300°C e 900°C (Rodrigues, 1994):

Tabela 2.2 – Descrição dos Resultados observados no betão a altas temperaturas.

Temperatura (°C)	Cor	Características		Módulo de elasticidade Residual	Fissuração (para betões sujeitos a aquecimento /arrefecimento)	
		Agregados Siliciosos	Agregados Calcários		Zonas mais frias	Zonas menos frias
300°C	Rosa	Apresentam ligeira contracção	Apresentam expansão	Diminui com o aumento de temperatura	Exercem limitação à expansão	Podem surgir ao longo das armaduras
300°C/600°C	Cinzento-escuro					
600°C/800°C	Cinzento esbranquiçado					
900°C					O arrefecimento produz fissuração mais intensa que o arrefecimento ao ar	

Na Figura 2.3 é observado fissuras e *spalling* nas amostras de betão pesquisadas por Jau (2008).

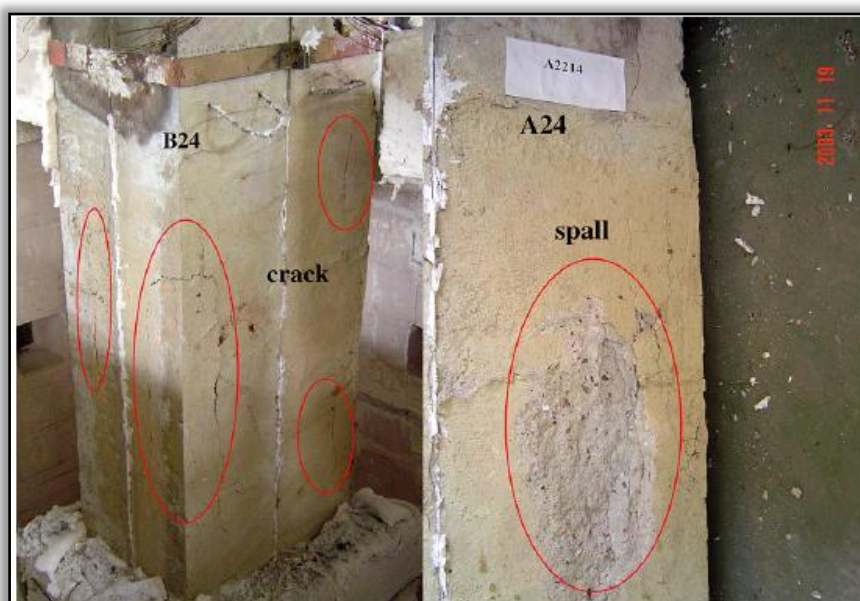


Figura 2.3. Fissuras e *Spalling* nas amostras de betão (Jau et al., 2008) .

Com a observação da superfície do betão através dos resultados obtidos por Arioiz (2007) (Figura 2.4) nota-se uma visível mudança de cor, assim como, o aparecimento de fissurações e spalling na superfície das amostras de betão ensaiadas.

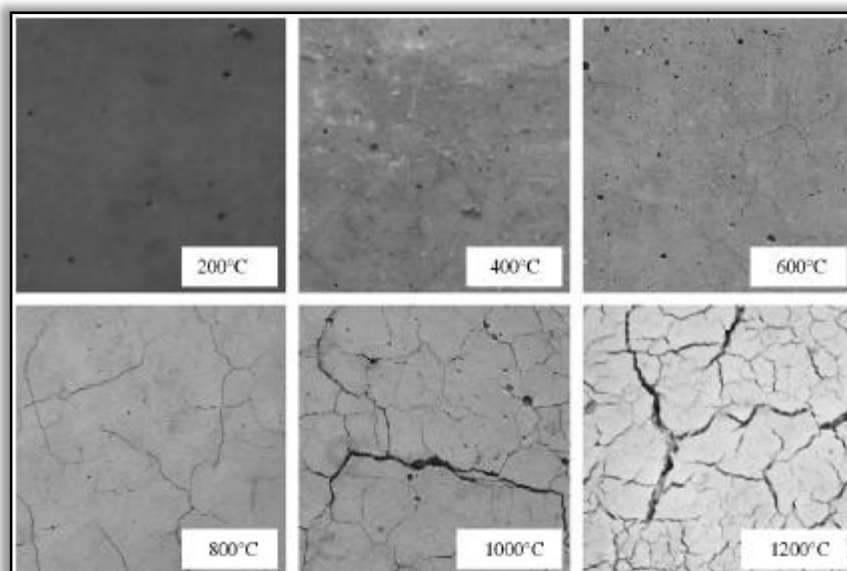


Figura 2.4. Textura e superfície do betão após exposição a altas temperaturas (Arioiz, 2007).

2.2.1.1 *Spalling*

A acção do fogo sobre o betão caracteriza-se normalmente pelo aparecimento de um fenómeno denominado *spalling*, que pretende designar a esfoliação no betão (Rodrigues, 1994) e depende de parâmetros como, o teor de humidade no betão, as condições de aquecimento e/ou arrefecimento, o estado de tensão, a espessura do elemento, o tipo de armaduras, o tipo de agregados, a existência ou não de fibras e a proporção da mistura entre o cimento, a permeabilidade do betão, os agregados e a água (EC2:1-2, 2004; Lourenço, et al. 2006 e Schneider, 1982).

Existem basicamente dois tipos de *spalling*, com separação em camadas e explosivo. O *spalling* do tipo explosivo surge normalmente em pilares, vigas e grelhas, caracterizando-se pela separação brusca, acompanhada de estrondo de partes do betão e é provável ocorrer quando o teor de humidade do betão é menor do que k (%) por peso (o parâmetro k está definido no Eurocódigo 2: Parte 1-2 (2004) e o seu valor recomendado é 3) (EC2:1-2, 2004 e Rodrigues, 1994). O *spalling* com separação em camadas, surge normalmente nas arestas de vigas e pilares apresentando desenvolvimento gradual (Rodrigues, 1994).

Com o destacamento da espessura de recobrimento do betão, as armaduras de reforço ficam directamente expostas à acção directa das chamas, desde os primeiros momentos do incêndio, reduzindo de forma significativa a capacidade resistente da estrutura (ocorre, por vezes, a desintegração do próprio betão). Em consequência, a acção da temperatura sobre o betão faz-se sentir mais rapidamente, pois a espessura resistente vai diminuindo com a progressão do dano por *spalling*. Este fenómeno é particularmente comum nos betões de elevada resistência, pois estes apresentam uma matriz bastante compacta e de porosidade reduzida, o que conduz ao desenvolvimento de pressões elevadas no interior da micro-estrutura do betão quando este é submetido a temperaturas elevadas (Lourenço et al., 2006).

O *spalling* é um fenómeno natural de destacamento superficial nas estruturas de betão, quando são expostas a altas temperaturas, reduzindo a sua capacidade resistente. Dentro da matriz do betão, desenvolvem-se tensões de origem térmica, que influem na desintegração das regiões superficiais dos elementos estruturais, na maior parte das vezes sem aviso prévio (Costa, 2002).

Assim, o *spalling*, surge provavelmente devido a vários factores.

- A humidade contida no betão é um dos principais factores causadores deste fenómeno. Maior humidade traduz-se num maior risco de *spalling* muitas vezes do tipo explosivo (Rodrigues, 1994).
- As condições de aquecimento/arrefecimento são também factor de extrema importância. Uma maior velocidade de aquecimento aumenta o risco de ocorrência de *spalling* (Rodrigues, 1994).
- A espessura do elemento é também importante, de tal forma que quanto mais espessos forem os elementos, menor é a probabilidade de ocorrência de *spalling* do tipo explosivo, embora a ocorrência deste, também dependa da tensão de compressão do betão do elemento (Rodrigues, 1994 e Schneider, 1982).
- Uma maior concentração de armadura nos cantos do elemento estrutural é outro factor de agravamento das consequências desta propriedade (Rodrigues, 1994).
- A proporção da mistura influencia a porosidade do betão, assim um aumento de porosidade associada a uma diminuição do diâmetro dos poros, aumenta também o risco de *spalling* (Rodrigues, 1994).
- Quanto maior é o tempo de exposição a uma temperatura máxima entre 573°C e 750°C, maior é a profundidade do estrato de betão completamente destruído. Sabendo a profundidade do estrato de betão completamente destruído pode-se avaliar aproximadamente a temperatura máxima atingida bem como o tempo de exposição à mesma (Schneider, 1989).

Na Figura 2.3 observam-se os resultados obtidos por Jau et al. (2008) onde é visível *spalling* na superfície das amostras a 2mm de profundidade; a área do *spalling* é 3% da área de exposição e prevê-se que este fenómeno não se encontra ligado ao aparecimento de fendas longitudinais.

2.2.1.2 Fissuração

A fissuração surge quando as estruturas de betão armado e de betão pré-esforçado são sujeitas a processos térmicos de aquecimento/arrefecimento.

O conhecimento das tensões residuais depois de o betão ter sido sujeito a um processo de aquecimento/arrefecimento é extremamente importante na evolução das fissuras e depende do tipo de cimento, tipo de agregado, tamanho do agregado, conteúdo em água, carregamento a que o betão esteve sujeito e do processo de arrefecimento. Destes parâmetros, o tipo de agregado, o carregamento a que o betão esteve sujeito e o processo de arrefecimento são os mais condicionantes (Schneider, 1982).

Jau (2008) observou numerosas fissuras na superfície das amostras. No final do ensaio ao fogo foram encontradas junto à superfície do betão fissuras longitudinais profundas, com aproximadamente 300 a 750 mm de comprimento (o comprimento das amostras de betão era 1500 mm). As fissuras longitudinais (com recobrimento de 70 mm) que ocorreram na superfície da amostra do pilar B24 (Figura 2.3) apareceram após exposição de 4h ao fogo. Os restantes pilares ensaiados mostraram igualmente fendas longitudinais, mas de larguras menores do que as visíveis na amostra B24.

Na Figura 2.4, até 400°C não houve qualquer efeito visível nas amostras. Quando a temperatura aumentou para 600°C o betão começou a fissurar, sendo pouco significativo para este nível de temperatura. Estas fissuras tornaram-se mais evidentes a 800-1000°C. Para 1200°C o betão foi completamente decomposto e observou-se elevado *spalling* e fissuras muito profundas no betão. As fissuras na superfície de betão aquecido ocorreram por falhas paralelas à formação e degradação da resistência do betão e da pressão imposta nos poros.

Rodrigues (1994) observou nos ensaios que realizou aos provetes de betão, que a fissuração foi maior para provetes que estiveram sujeitos a maiores temperaturas, e tornou-se mais evidente durante a fase inicial do processo de arrefecimento. De qualquer forma esta fissuração não foi muito intensa e estava dentro de níveis aceitáveis.

2.2.1.3 Efeito da temperatura na pasta de cimento e na cor

Os efeitos da pasta de cimento têm sido amplamente pesquisados a altas temperaturas, mas os estudos do comportamento dos agregados do betão a altas temperaturas, ainda é insuficiente. Os resultados DTA e a alteração da cor do betão são também de elevado interesse neste estudo.

A água presente na pasta de cimento endurecida pode encontrar-se como água evaporável nos poros de gel e nos poros capilares, ou como água quimicamente combinada nos hidratos de cimento. As elevadas temperaturas tendem a eliminar a água dos poros e acelerar a difusão na pasta de cimento endurecida. A temperaturas entre 40 e 105°C as águas de gel e capilar são removidas do betão e acima de 105°C, a quantidade de água quimicamente combinada nos produtos de hidratação do cimento é reduzida. Assim, conclui-se que até 105°C, toda a água livre presente nos provetes de betão é eliminada.

A pasta de cimento apresenta um papel importante na resistência relativa do betão sujeito a elevadas temperaturas. Os resultados da análise de DTA/TG realizados em amostras da pasta de cimento estão representados na Figura 2.5. O primeiro pico endotérmico observado a 114°C, indica a desidratação da pasta de cimento, libertando a água absorvida. Por outro lado, o primeiro pico exotérmico observado a 300°C indica prováveis libertações de gás.

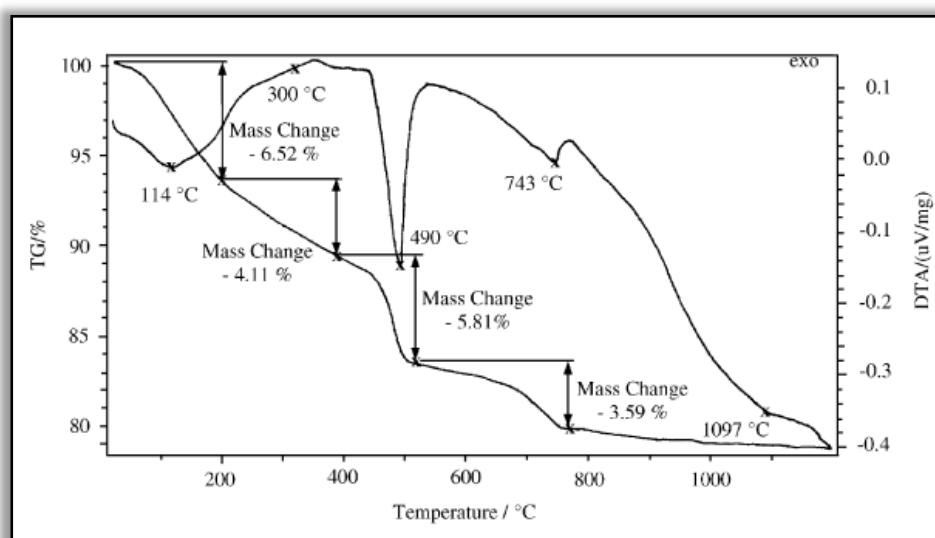


Figura 2.5. Resultados da análise de DTA/TG na pasta de cimento (Arioz, 2007).

O segundo pico endotérmico, observado a 490°C, é o do hidróxido de cálcio. O terceiro pico endotérmico a quase 740°C pode ser o indicador para a segunda etapa de desidratação do gel de C-S-H. As mudanças de massa são -6,5%, -4,0%, -5,8% e -3,6% para temperaturas de 200, 390, 520, 770 °C, respectivamente. Handoo et al. (2002) afirmaram que a técnica de DTA/TGA pode ser aplicada para avaliar o betão sujeito a elevadas temperaturas. A resistência relativa do betão depois de exposto ao fogo pode ser avaliada observando a cor do betão. Os resultados da análise da cor às amostras da pasta do cimento sujeitas às várias temperaturas são observados nas Figuras 2.6 e 2.7.

A intensidade da cor branca não pode ser generalizada para as amostras elevadas a várias temperaturas. A intensidade da cor amarela aumentou com aumento da temperatura de exposição. A cor verde foi observada a partir de 600°C e a cor vermelha a 800 e 1000°C, para as amostras da pasta do cimento testadas neste estudo. Li et al. (2004) descobriu que a cor não muda quando os provetes estão sujeitos à temperatura de 200°C, no entanto a cor amarelo-palha, branco sujo e vermelho surgem quando os provetes estão expostos a temperaturas de 400, 800, e 1000°C, respectivamente.

Lin, et al. (1996) realizaram um estudo onde pretenderam estudar o comportamento de agregados a elevadas temperaturas e concluiu que a mudança de cor no betão pode ser devido à presença de uma pequena quantidade de ferro existente nestes materiais (óxidos de ferro, hidróxidos de ferro ou óxidos de ferro hidratado).

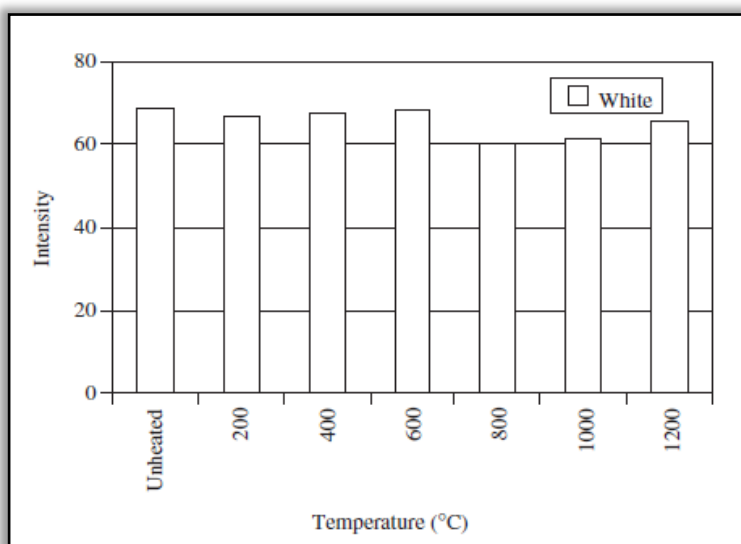


Figura 2.6. Resultados da análise da cor branca (Arioz, 2007).

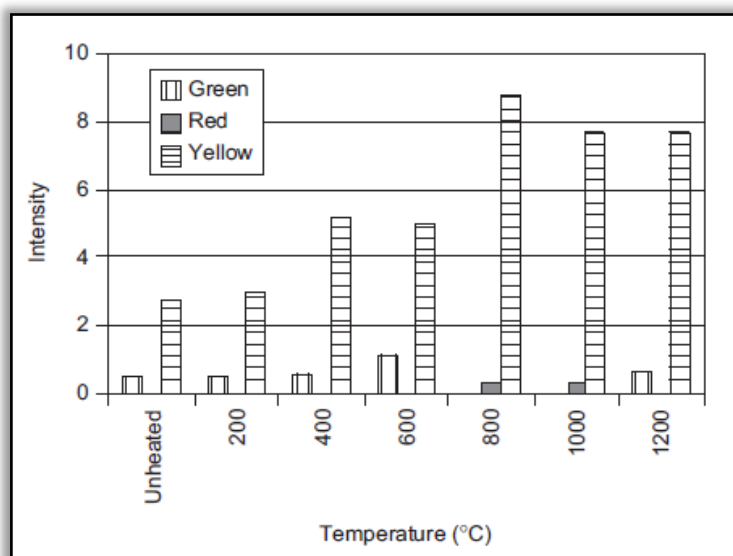


Figura 2.7. Resultados da análise da cor verde, vermelha e amarela (Arioz, 2007).

Os compostos mais importantes de pasta de cimento são os compostos designados de hidróxido de cálcio e resultam da contração do betão à temperatura de 530°C, aproximadamente. Aquando desse aumento de temperatura é visível o aparecimento no betão de fendas superficiais e de *spalling*, assim como, a mudança de cor. Normalmente esta mudança de cor é mais evidente quando a temperatura ultrapassa os 500°C e proporciona ao betão uma diminuição de resistência e durabilidade.

Resultados obtidos por Jau et al. (2008) nos ensaios às amostras de betão, revelaram que a cor estava geralmente amarelada, e quanto mais tempo a amostra permanecia no forno mais visivelmente era o escurecimento da sua cor. Em contrapartida, Rodrigues (1994), para os provetes ensaiados à temperatura de 300°C observou, no final, uma ligeira coloração rosa, não muito intensa.

Os resultados DTA e a cor da pasta de cimento estão também associados às mudanças das propriedades mecânicas do betão a altas temperaturas (Arioz, 2007).

2.2.2 Propriedades mecânicas residuais do betão

As propriedades mecânicas do betão são afectadas de modo significativo pela elevação de temperatura resultante da acção do fogo.

A determinação destas propriedades continua a ser objecto de numerosos estudos experimentais, em que é evidenciada a influência de diversos factores que condicionam o comportamento do betão sujeito a altas temperaturas.

Para se conhecer as propriedades residuais do betão são efectuados ensaios ao betão após este ser submetido a várias temperaturas. Estes ensaios podem ser: de carotes, de esclerómetro, de ultra-sons, de penetração, da fractura interna, teste de termoluminescência e teste de carbonatação.

2.2.2.1 Efeito da temperatura na tensão residual de rotura à compressão

A resistência à compressão residual do betão é uma propriedade, que depende de vários parâmetros: (i) as propriedades do cimento usado, (ii) o tipo de agregados, (iii) as proporções da mistura, (iv) a idade do betão, (v) as condições de aquecimento/arrefecimento e (vi) o teor de humidade. O tipo de agregados usados, as condições de aquecimento/arrefecimento e o teor em humidade são os parâmetros que mais influenciam os resultados (Schneider, 1982).

Jau e Huang em 2001 (Jau et al., 2008) desenvolveram um estudo para testar o comportamento de pilares ao fogo. Para isso submeteram a elevadas temperaturas amostras de betão armado durante duas e quatro horas e compararam o resultado da força residual com estudos experimentais já anteriormente realizados por Lie em 1984 (ver Figura 2.8).

Analisando a Figura 2.8, observam-se diferentes resultados obtidos por Lie (1984) e por Jau (Hsu, 2005). Especificamente a partir de 500°C e concretamente além dos 700°C a força residual difere do valor observado por experiências anteriores preconizadas por Lie. O valor de f_r/f'_c observado para 700°C foi zero e conclui-se que os resultados referentes às equações de (Jau et al., 2008), comparativamente aos de Lie apresentam melhores resultados, como se pode ver na Figura 2.9.

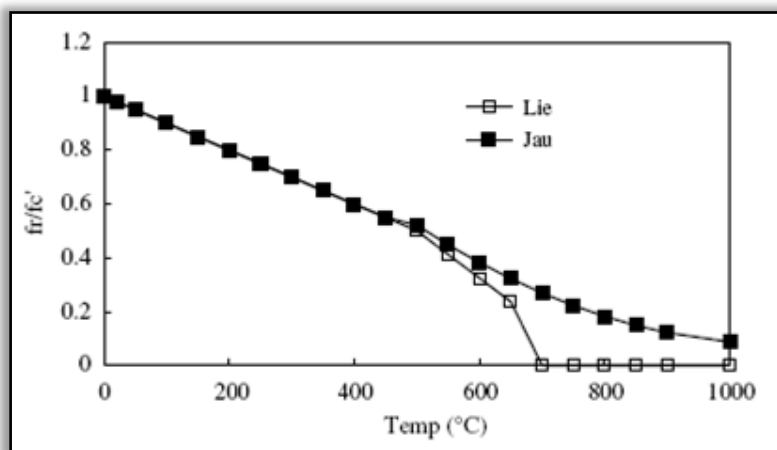


Figura 2.8 Relação da força residual obtida experimentalmente por Lie (1984) e por Jau (Hsu, 2005).

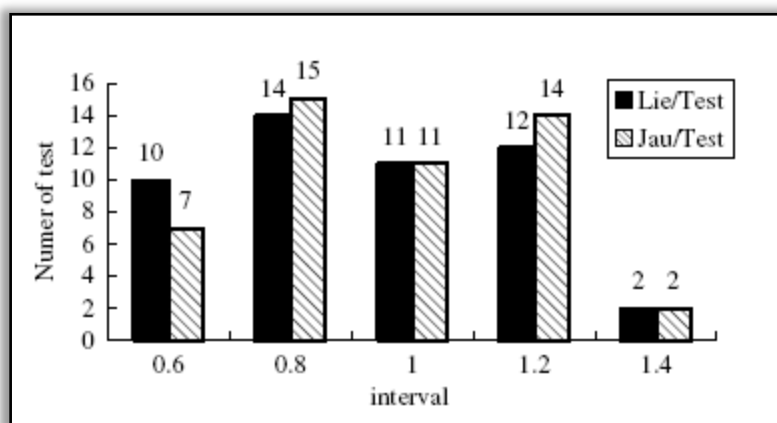


Figura 2.9. Comparação do número de testes referentes à Relação da Força Residual para 700°C, observada por Lie e por Jau (2008).

As médias dos resultados da força residual analisados por Jau e Lie são 0,844 e 0,816, respectivamente com o desvio padrão de 0,207 e de 0,224. Estes valores conduziram ao estabelecimento das seguintes equações:

$$f'_{cT} = (1 - 0,001T) \times f'_c; 0^\circ\text{C} \leq T \leq 500^\circ\text{C} \quad (2.4)$$

$$f'_{cT} = (1,375 - 0,00175T) \times f'_c; 500^\circ\text{C} < T \leq 700^\circ\text{C} \quad (2.5)$$

$$f'_{cT} = 0; T \geq 700^\circ\text{C} \quad (2.6)$$

$$\varepsilon_{max} = 0,0025 + (6T + 0,04T^2) \times 10^{-6} \quad (2.7)$$

Onde T é a temperatura ($^{\circ}\text{C}$); f_c é a força de compressão do betão submetido a elevadas temperaturas (MPa) para uma extensão de ε_c ; f'_{cT} é a força residual de compressão do betão a elevadas temperaturas (MPa); f'_c é a força de compressão do betão aos 28 dias (MPa) e ε_c é a extensão do betão (mm/mm).

Rodrigues (1994), realizou ensaios a provetes de betão para temperaturas superiores a 300°C , uma vez que a redução da tensão residual do betão só a partir desta temperatura é que é visível, e notória para temperaturas superiores a 500°C .

Na Figura 2.10 apresenta-se um gráfico do boletim do CEB nº 208 (CEB, 1991) que relaciona a tensão residual de rotura à compressão referida ao valor de referência a 20°C e a temperatura máxima a que o betão esteve sujeito, para condições de arrefecimento lento e brusco. Trata-se de um gráfico que pode ser usado para a maior parte dos betões existentes.

Da análise do gráfico verifica-se que para elevadas temperaturas não existe influência do processo de arrefecimento, enquanto que, para temperaturas mais baixas já se regista alguma influência. Este gráfico não considera a influência do carregamento a que o betão esteve sujeito durante todo o processo de aquecimento/arrefecimento. A acção do carregamento é em geral favorável pois anula a possibilidade de ocorrência de fissuração interna no betão que provocaria a diminuição de rotura à compressão.

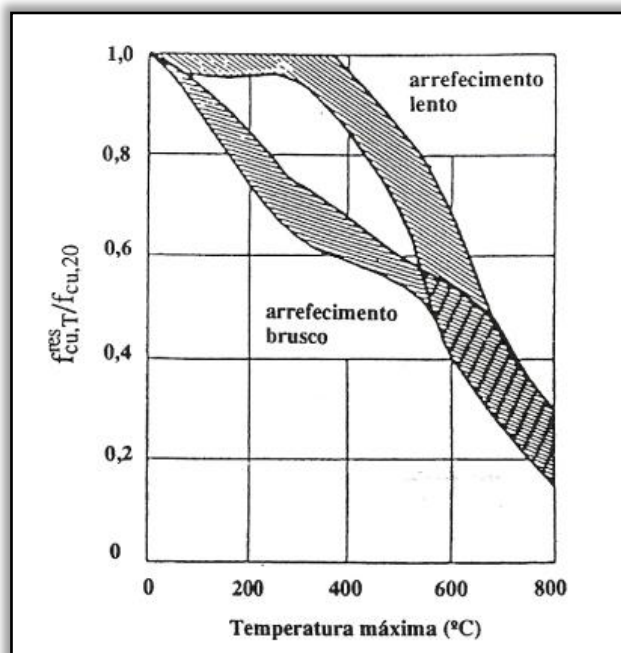


Figura 2.10 Curva residual de rotura à compressão de um betão normal denso em função da temperatura máxima verificada antes e depois das condições de arrefecimento (CEB, 1991).

O gráfico da Figura 2.11 ilustra a variação da tensão residual de rotura à compressão referida ao valor de referência (20°C) em função da temperatura máxima verificada e da percentagem de carregamento.

Escolheu-se a temperatura mínima de 300°C visto saber-se, que para temperaturas inferiores não existem variações apreciáveis na tensão residual de rotura à compressão. A temperatura de 800°C foi o valor máximo escolhido, dado que para temperaturas superiores as perdas já não são muito significativas podendo considerar-se que a resistência do betão neste estado não tem significado.

A taxa de aquecimento foi aproximadamente de 5°C/min, pois valores da taxa de aquecimento superiores a 10°C/min poderiam levar à rotura do provete durante o processo de aquecimento.

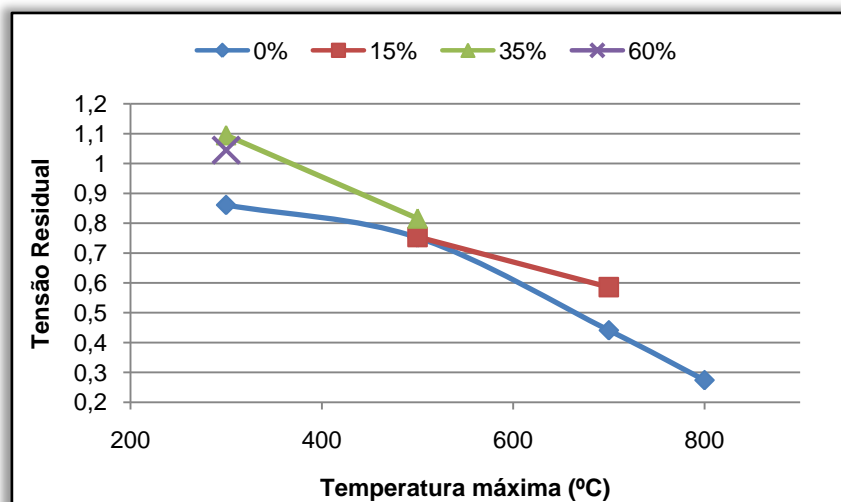


Figura 2.11. Variação da tensão residual de rotura à compressão dum betão de inertes de calcário em função da temperatura máxima e da percentagem de carregamento.

Da análise do gráfico da Figura 2.11 observa-se que a tensão residual de rotura do betão à compressão, é na maior parte das vezes superior para os provetes que estiveram sujeitos a carregamento. Quanto maior o carregamento, menor a fissuração dos provetes durante o processo térmico de aquecimento/arrefecimento. Este aumento não pode ser excessivo, para não provocar danos no betão, obrigando à diminuição do valor da tensão residual de rotura à compressão.

Para 300°C foram ensaiados provetes com carregamentos de: 0%, 35% e 60%. Os ensaios com carregamento apresentam valores da resistência à compressão maiores que os efectuados sem carregamento.

A 500°C com carregamentos de: 0%, 15% e 35% verifica-se uma menor perda na resistência à compressão do betão para 35% de carregamento.

Para 700°C foram ensaiados provetes com percentagens de carregamento de 0% e 15% e observou-se que os provetes ensaiados com carregamento registavam também menores perdas na resistência à compressão. Pode-se verificar, ainda, que para o carregamento a 15%, os resultados melhoravam para temperaturas a 700°C comparativamente a 500°C. Assim este comportamento mostra que o carregamento é mais favorável para a temperatura de 700°C.

A 800°C foram ensaiados provetes com 0% de carregamento, sendo os valores obtidos para a tensão residual de rotura à compressão bastante pequenos, situando-se à volta dos 27,4 % do valor de referência.

Com base nos resultados obtidos experimentalmente por Rodrigues (1994), verificou-se que a tensão residual de rotura à compressão diminui com a temperatura. Esta diminuição é menor para os provetes que estiveram sujeitos a carregamento. Deste modo podemos também dizer que o carregamento limita a fissuração interna, que pode verificar-se durante o processo de aquecimento/arrefecimento em provetes não carregados. Assim, procedendo-se ao não carregamento dos provetes estamos do lado da segurança.

Estudos realizados por Bazant et al. (1996) indicam que a redução da resistência à compressão é menor em amostras aquecidas e pré-carregadas comparativamente às mesmas amostras sem aplicação de pré-carga durante o aquecimento. Isto pode ser devido ao atraso da formação de fissuras proveniente da tensão imposta. Assim, a diminuição da resistência à compressão para amostras sem pré carregamento e ensaiadas depois de arrefecidas é maior em relação às amostras com ou sem pré carregamento testadas durante o aquecimento.

Arioz (2007), investigou também, a influência das elevadas temperaturas na resistência à compressão do betão. Como era esperado, para menores razões de água/cimento observaram-se maiores resistências para as duas misturas. Obtiveram-se ainda melhores resultados para a mistura com argilas calcárias comparativamente à de calhau rolado com leito do rio. Estes resultados podem ser devidos aos agregados do rio (*river gravel*) conterem sílica.

Os valores da resistência à compressão das quatro amostras estudadas por Arioiz (2007) variaram entre 39 e 52 MPa.

A resistência relativa foi calculada em percentagem (%) com base na resistência ao fogo e sem fogo, ao que se conclui que a resistência relativa diminui após a exposição ao fogo. Para as amostras com agregados calcários a resistência relativa à compressão diminui, significativamente, a partir de 600°C (este facto observa-se no quadro seguinte). Esta diminuição pode ter sido causada provavelmente por o ensaio ter sido executado demasiado cedo após o arrefecimento ao fogo. Assim, prevê-se que a decomposição do betão com agregados calcários começa a partir de 600°C.

600°C	Perde-se 10%
800°C	Perde-se 70%
1000°C	Perde-se 87%
1200°C	Perde-se 94%

Os resultados também mostram que a resistência relativa do betão não é significativamente afectada pela relação água/cimento mas está influenciada pela mistura de agregados de betão.

O efeito da temperatura é mais evidente para a mistura com agregados do rio. Esta razão pode ser devida à composição de sílica nos agregados de agregados do rio, uma vez que os agregados de sílica expandem mais e podem provocar maiores danos no betão.

Os agregados de calcários têm mais baixa expansão térmica e sofrem menores danos do que os agregados de sílica.

Para a mistura de betão com cascalho do rio a resistência relativa é gradual, mas significativamente reduzida à medida que a temperatura aumenta. A resistência relativa da mistura de betão com agregados do leito do rio a 1200°C é de 0%.

A título de curiosidade, por exemplo, para 600°C a resistência relativa do betão com agregados de pedra calcária é de 90% e de cascalho do rio é de 50% (Figura 2.12).

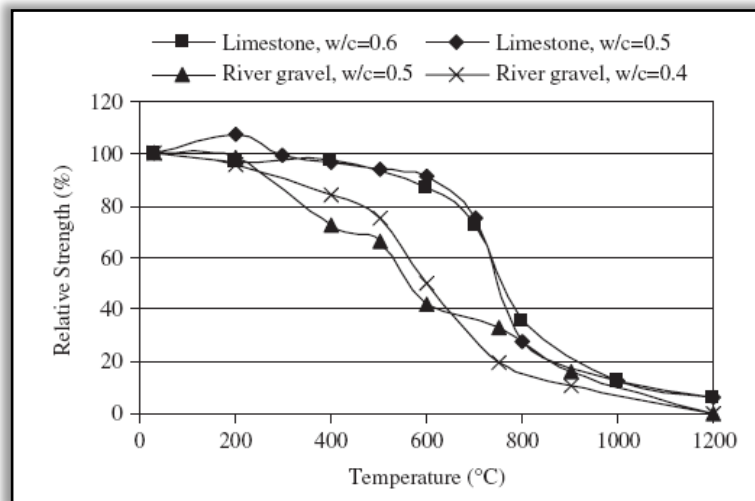


Figura 2.12. Resistência relativa para misturas de betão após elevadas temperaturas (Arioz, 2007).

Outros investigadores também concluíram, que os principais efeitos do betão a altas temperaturas são a redução da resistência relativa de compressão. Para diferentes misturas de agregados não se obtém o mesmo comportamento da degradação da resistência após o fogo. Constataram também que para 500°C a diferença entre os resultados do betão com agregados de sílica e calcário são insignificantes. O estudo realizado por Velasco (2002) permitiu concluir que a redução da resistência à compressão na pasta de cimento deve-se ao aumento de porosidade, à quebra de hidratos de silicatos de cálcio presentes no betão, às transformações químicas e ao desenvolvimento de fissuras.

Seguem-se, então, e apenas as propriedades que interessam directamente à verificação da segurança. São apresentados nas Figuras 2.13, 2.16 e 2.17 os resultados obtidos pelo LNEC para a verificação da segurança de betão armado e pré-esforçado em relação à acção do fogo (LNEC, 1990), baseados em ensaios, a temperatura constante, que relacionam a temperatura com a resistência à compressão, a resistência à tracção, o módulo de elasticidade, entre outros. Os elementos que se seguem, se bem que esquemáticos, são suficientes para a generalidade das aplicações práticas.

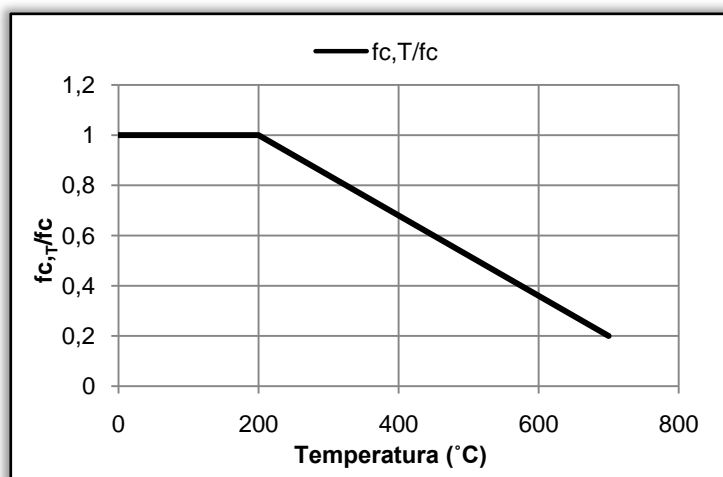


Figura 2.13. Variação da resistência à compressão do betão, f_c , com a temperatura, T (LNEC, 1990).

Curva representativa da resistência à compressão residual em função da temperatura:

A curva representada no gráfico da Figura 2.14 descreve os valores do parâmetro $f_{c,\theta}/f_{ck}$ (relação da resistência à compressão para betões normais com agregados calcários a elevadas temperaturas e à temperatura ambiente) em função da temperatura, citada no EC2:1-2 (2004). Na Figura 2.15 observa-se as curvas da resistência à compressão residual para agregados calcários, definidas por vários investigadores.

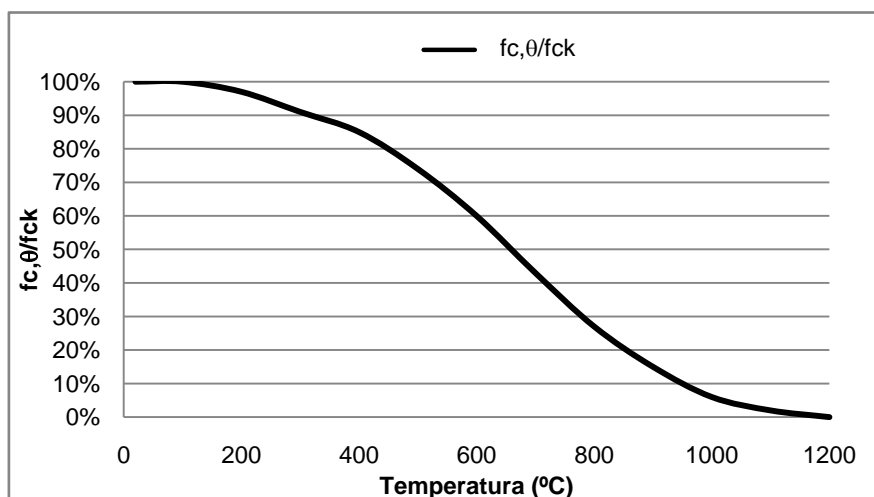


Figura 2.14. Curva normalizada do betão com agregados calcários em função da temperatura (EC2:1-2, 2004).

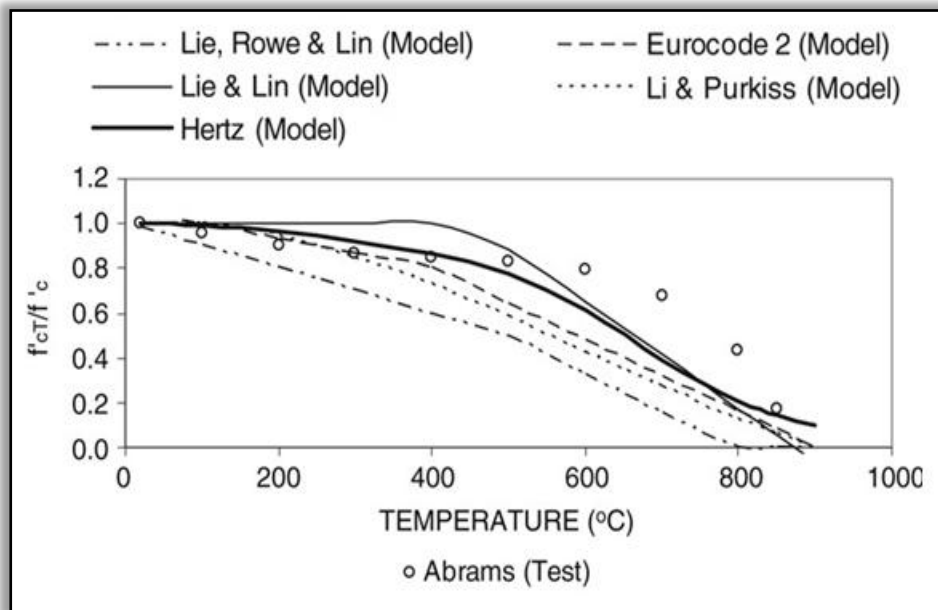


Figura 2.15. Relação resistência à compressão – temperatura para betões com agregados calcários (Youssef et al., 2007).

2.2.2.2 Efeito da temperatura na tensão residual de rotura à tracção

Uma vez que o betão tem a capacidade de resistir bem à tracção, poucos foram os ensaios realizados para testar esta propriedade. Os resultados obtidos pelo LNEC (1990) para a verificação da resistência à tracção do betão, em função da temperatura são exemplificados na Figura 2.16.

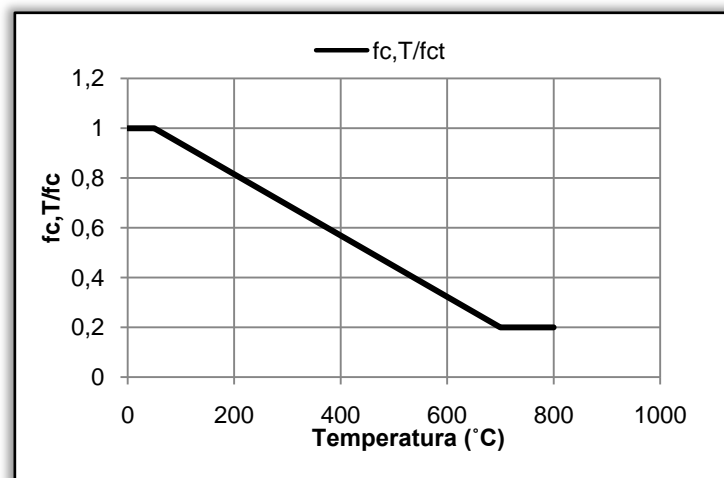


Figura 2.16. Variação da resistência à tracção do betão, f_{ct} , com a temperatura, T (LNEC, 1990).

2.2.2.3 Efeito da temperatura no módulo de elasticidade residual

O módulo de elasticidade residual decresce com o acréscimo da temperatura a que o betão esteve sujeito, depende do tipo de cimento, do tipo de agregado e da proporção da mistura entre ambos. O tipo de agregado é o factor que mais influência o valor do módulo de elasticidade residual (Schneider, 1982).

Segundo o Boletim CEB nº 208 (1991), para situações comuns do módulo de elasticidade residual poderá ser tomada como primeira aproximação igual à variação da tensão residual à compressão.

Os resultados obtidos pelo LNEC (1990) para a verificação do módulo de elasticidade do betão, em função da temperatura são demonstrados na Figura 2.17.

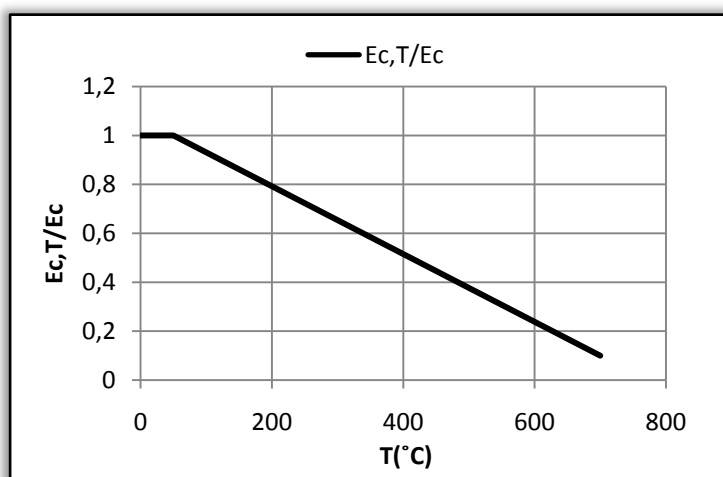


Figura 2.17. Variação do módulo de elasticidade do betão, E_c , com a temperatura, T (LNEC, 1990).

2.2.2.4 Efeito da temperatura na perda de peso

A perda de peso pode estar relacionada com a mudança nas propriedades mecânicas do betão. Até 800°C a perda de peso foi gradual, mas a partir desta temperatura houve um aumento acentuado na perda de peso, o que se pode ver na Figura 2.18.

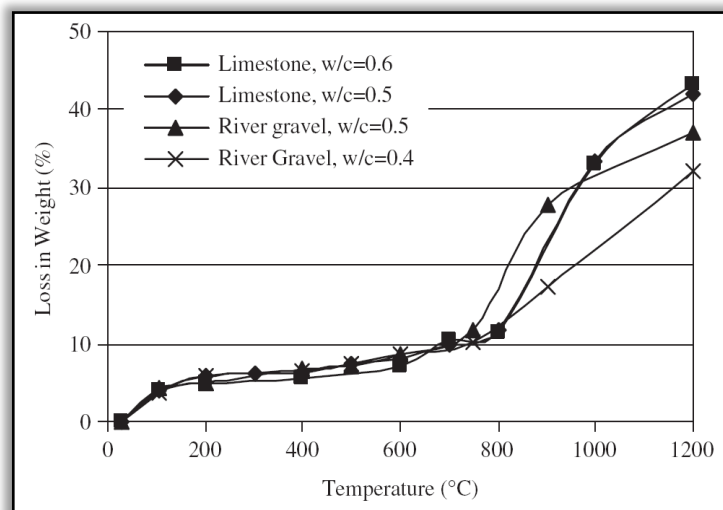


Figura 2.18 Perda de peso para as amostras de betão sujeitas a elevadas temperaturas (Arioz, 2007).

A razão água/cimento e o tipo de agregado na perda de peso não são considerados significativos. Topcu et al. (2002) constaram que a pasta de cimento ao perder peso devido à exposição a temperaturas perde as ligações C-S-H da estrutura de betão.

Foram detectadas maiores alterações para razões água/cimento para o betão com *limestone* que *river gravel* (provavelmente porque para a primeira mistura, o teor em água é maior).

Síntese das conclusões:

200°C	Perde-se 5%
600°C	Perde-se 8%
1200°C	Perde-se 45%

Ensaio termogravimétricos realizados por outros autores (Bazant et al., 1996) para betões com agregados calcários submetidos a elevadas temperaturas, apresentam perda de massa de 50% para a temperatura 1000°C. Esta redução inicia-se a 300°C e aumenta

para temperaturas entre 700-800°C, a explicação para este facto deve-se à decomposição do carbonato de cálcio.

A perda de resistência aumenta com o aumento da perda de peso (Figura 2.19). A partir de 10% de perda de peso nota-se uma perda de resistência bastante significativa (70%).

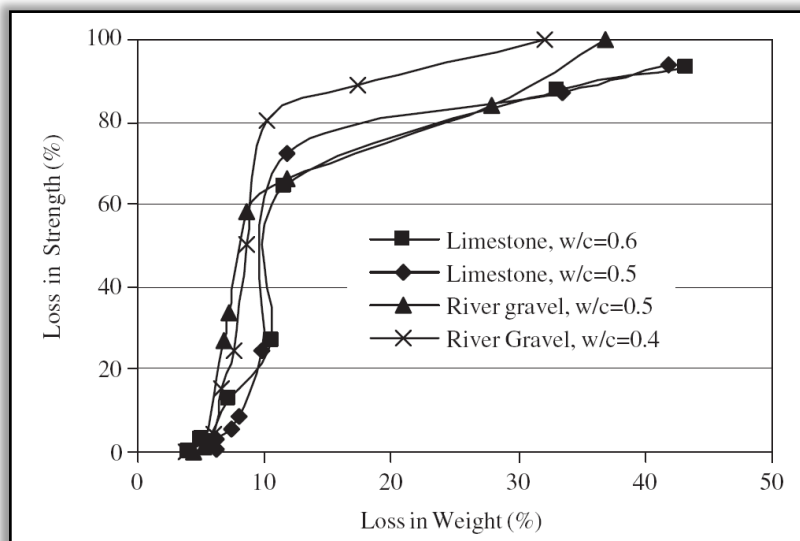


Figura 2.19. Relação entre a perda de resistência e a perda de peso para misturas de betão (Arioz, 2007).

2.2.2.5 Efeito da temperatura na composição química e estrutura física do betão

O betão é um material composto por agregados, cimento e água, assim o tipo e as propriedades dos agregados que o constituem são importantes para definir as propriedades do betão, após exposição a altas temperaturas. A resistência do betão composto por diferentes agregados não é igual quando exposto a elevadas temperaturas.

O quartzo é uma substância que se encontra nos agregados de sílica e com o aumento de temperatura esta substância muda morfológicamente e de volume. Estas características são particularmente manifestadas para 570°C. Os CaCO_3 existentes nos agregados calcários (*limestone*) e expandem-se à temperatura de 800-900°C (Arioz, 2007).

Lea e Stradling (1922) nos primeiros estudos para determinar os factores que influenciam o comportamento do betão a elevadas temperaturas, realizados em 1920 sugerem que o aparecimento de danos no betão deve-se à presença de hidróxido de cálcio, que durante o aquecimento a temperaturas superiores a 350-400°C, decompõe-se

em cal e água e durante o arrefecimento, devido à presença de humidade em câmaras húmidas, a cal expande-se num processo de hidratação.

No entanto, a dissociação do hidróxido de cálcio não ocorre abaixo de 350-400°C. Aqueles autores não conseguiram explicar o porquê de, a temperaturas superiores a 400°C e após o arrefecimento na ausência de humidade, ocorrer também a hidratação da cal livre. Os coeficientes de dilatação térmica (α) dos agregados e da pasta de cimento, não são iguais, levando a que variações de temperatura provoquem movimentos térmicos diferenciais na massa do betão, induzindo à presença de microfissuras na face do betão.

2.2.2.6 Efeito da temperatura na forma e tamanho das amostras

A forma e o tamanho das amostras podem ser também afectados pela resistência à compressão dos provetes de betão de cimento Portland a elevadas temperaturas. Assim, quando expostos, os provetes cúbicos possuem menor perda de resistência à compressão que prismas, enquanto que amostras de pequenas dimensões perdem mais resistência comparativamente a amostras de maiores dimensões (Velasco, 2002).

2.2.3 Conclusões

- Para 600°C observam-se fendas na superfície das amostras de betão ensaiadas e para 800°C as fissuras eram muito evidentes e aumentam extremamente à medida que a temperatura sobe para 1000°C.
- Para 1200°C as amostras de betão decompuseram-se completamente.
- O peso das amostras de betão reduziu significativamente, enquanto que a temperatura aumentou. Até 800°C a diminuição foi gradual, depois desta temperatura a redução foi muito brusca.
- O efeito da razão água/cimento (w/c) e do tipo de agregado nas perdas de peso não são muito significativos com o aumento da temperatura. Os resultados são mais evidentes para a mistura de betão com cascalho do rio.
- A resistência relativa do betão reduz com o aumento da temperatura de exposição.
- O efeito da razão água/cimento na mistura para a resistência relativa não era, expressamente, independente do tipo de agregado.

- O efeito das altas temperaturas na resistência relativa do betão era mais evidente para as misturas de betão produzidas com agregados de cascalho do rio.
- De acordo com a análise da cor, a intensidade da cor amarela aparece com o aumento de temperatura e a cor vermelha aparece quando a temperatura atinge 800°C. Consequentemente, os resultados da análise da cor podem igualmente ser usados para avaliar o nível de temperatura a que o betão está sujeito.
- Até 105°C toda a água contida nos provetes de betão é removida.

2.3 Efeito do metacaulino a elevadas temperaturas

Poon et al. (2003) desenvolveram um estudo onde avaliaram o desempenho do metacaulino no betão a elevadas temperaturas. Testaram quatro misturas preparadas com várias percentagens de MC e compararam-nas com quatro misturas preparadas com sílica de fumo (SF) e cinza volante (FA), sete destas misturas conduzem a betões de alta resistência e uma preparação com 20% de FA, que conduz a um betão de resistência normal.

O metacaulino é uma pozolana recentemente utilizada, obtida através do silicato e do alumínio, por tratamento térmico, através de um processo de calcinação da argila (Poon et al., 2003 e Sampaio et al., 2001).

Ao contrário de outras pozolanas, o MC é um produto preliminar, não um produto ou um subproduto secundário (Poon et al., 2003).

2.3.1 Experiência desenvolvida

2.3.1.1 Materiais e misturas utilizados neste estudo

O ligante utilizado foi cimento OPC (Portland normal), que cumpre a ASTM tipo I, o agregado fino foi a areia natural do rio e o agregado grosseiro foi o granito esmagado, com tamanhos nominais máximos de 10 a 20 milímetros com a razão água/cimento de 1:2.

Foram preparadas sete misturas de betão HSC e cinco misturas de betão NSC. As pozolanas foram introduzidas à mistura de forma a harmonizar a substituição de cimento para se conseguir uma mistura com melhor durabilidade e resistência.

2.3.1.2 Cura e regime de aquecimento

As amostras foram descofradas após 24h da sua execução e colocadas em água a 20°C. Passados 28 dias de cura, foram transferidas para uma câmara com humidade relativa de 75%, à temperatura de 20°C.

Aos 60 dias de idade, as amostras foram aquecidas ao forno a 200, 400, 600 e 800°C. Cada temperatura foi mantida durante uma hora até ser conseguido o seu estado estacionário térmico. A taxa de aquecimento imposta foi 2,5°C/min, para simular as temperaturas naturais de um fogo. Os espécimes foram arrefecidos à temperatura ambiente.

2.3.1.3 Dimensões da amostra e testes experimentais

Foram elaborados testes de resistência à compressão em cubos de 100x100x100 [mm³] após a exposição ao fogo. Atingiram-se temperaturas da ordem de 800°C. Para cada resultado efectuou-se a média dos três ensaios de amostras.

2.3.2 Propriedades mecânicas residuais do betão com metacaulino

Foram desenvolvidas experiências de forma a investigar as propriedades residuais do betão com MC após elevadas temperaturas. Com esta finalidade, confeccionaram quatro misturas de NSC e quatro misturas de HSC com incorporação de 0%, 5%, 10% e 20% MC. Prepararam ainda outra mistura de HSC, onde foi substituído 5% e 10% SF e 20% FA em peso de ligante.

2.3.2.1 Efeito da temperatura na tensão residual de rotura à compressão

Nas Figuras 2.20 e 2.21 observa-se a resistência à compressão residual do betão, após arrefecimento das amostras.

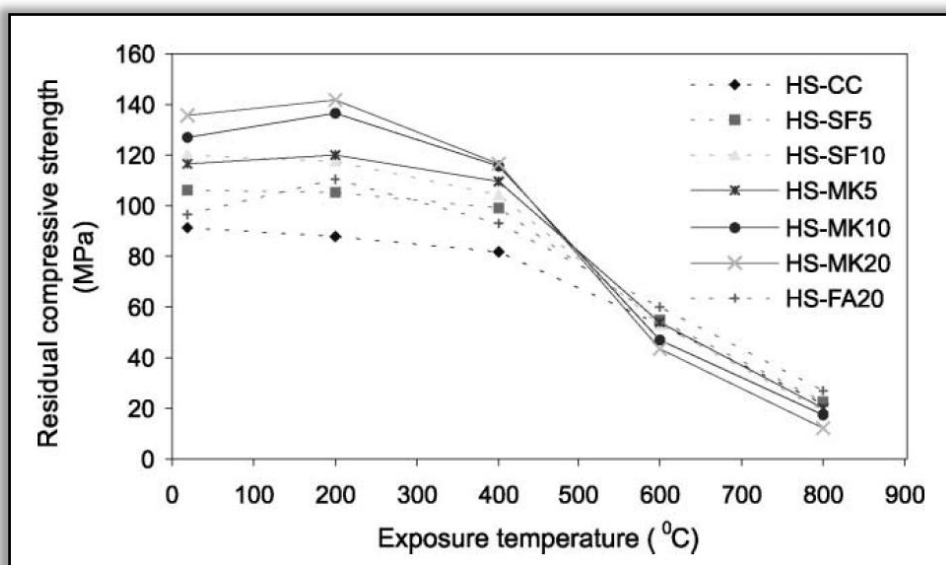


Figura 2.20. Resistência à compressão residual do betão HSC (Poon, 2003).

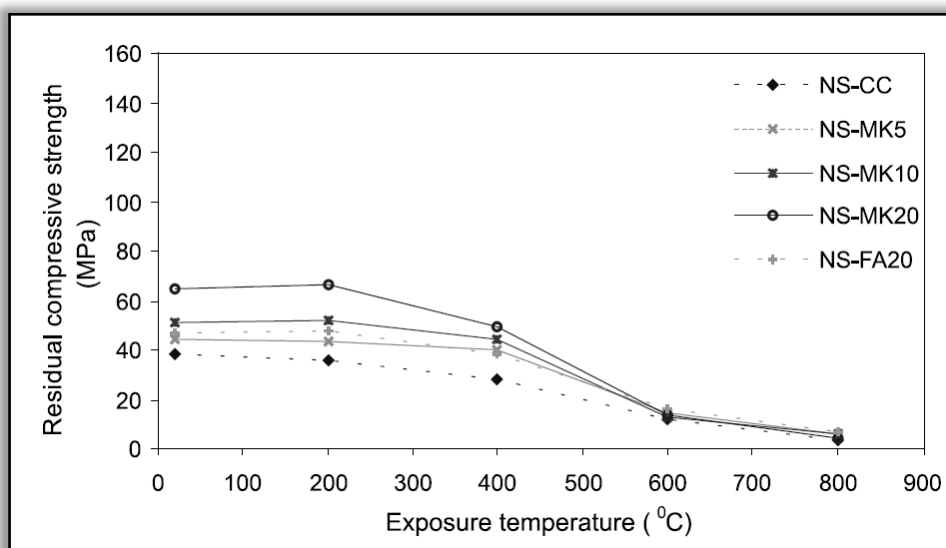


Figura 2.21. Resistência à compressão residual do betão NSC (Poon, 2003).

Os resultados dos testes de resistência à compressão residual são representadas nas Figuras 2.20 e 2.21 e indicam a força residual de compressão para cada mistura submetidas a temperaturas até 800°C.

O *spalling* foi determinado por percentagem dos cúbicos expostos ao fogo até 800°C, ou seja, foi calculado pela razão entre a superfície dos cubos que lascou até 800°C e o número total de cubos multiplicado por 100.

Analisando a curva da força de compressão residual do betão com MC, podemos dividir o aquecimento em duas regiões, uma de 0-400°C e outra de 400-800°C. Um resultado padrão distinto de ganho da força e perda foi observado em cada região. Inicialmente o betão com MC mostrou um aumento na força de compressão para 200°C, que pode ser devido à hidratação das partículas desidratadas que compõem o MC, ao serem activadas com a ascensão da temperatura.

Uma vez que a hidratação no betão com MC é retardada após 14 dias devido à obstrução dos capilares, o aumento na força para elevadas temperaturas pode ser antecipado. Um aumento semelhante na força foi observado também para a mistura com FA, devido à formação do tobermorite. As misturas puras com OPC e com SF mostraram uma perda ligeira na força de compressão.

Até 400°C observou-se que a maioria dos betões HSC mantiveram constante a sua força de compressão comparativamente com força residual de MK5, SF5 e em FA20 que se conclui ser mais elevada. A este nível de temperatura não se presenciou *spalling*, contudo foram observadas algumas fissuras nas misturas de betão com MC e SF e uma perda de 10-20% na força de compressão para betões NSC.

Após 400 °C, as misturas de betão com MC mostraram uma acentuada redução na força de compressão seguida de *spalling* e de aparecimento de fissuras no betão. Para estas temperatura a força de compressão do betão com MC era mais baixa do que para outras misturas de betão. O melhor desempenho em todas as temperaturas foi dado pela mistura de betão com FA seguida do betão puro (OPC), da mistura com SF, e finalmente a mistura com MC que mostrou ter a menor resistência à compressão, exceptuando a composição com NS-MK5 (mistura de betão de desempenho normal com 5% MC) que mostrou melhores resultados do que os betões com a correspondente pozolana.

2.3.2.2 *Spalling*

A capacidade do betão de suportar elevadas temperaturas pode ser reduzida consideravelmente pelo *spalling* pelo facto de causar perdas na sua superfície, provocando a exposição a armadura em aço. A exposição directa de barras de armadura a altas temperaturas reduz drasticamente a capacidade estrutural do betão reforçado.

O aparecimento de *spalling* pode ser devido a dois mecanismos: o mecanismo de acumulação da pressão de vapor (*vapor pressure build-up mechanism*) e o mecanismo

de tensão térmica (*thermal stress mechanism*). O primeiro mecanismo ocorre porque o HCP denso impede que a humidade escape a altas temperaturas e causa um aumento considerável da pressão, resultando assim o *spalling*. O último mecanismo ocorre porque a exposição ao fogo produz um gradiente térmico dentro do betão aumentando a força interna, originando *spalling*. Uma combinação destes dois mecanismos é também possível. Um estudo recente de Chan et al. presenciou que o teor em água e a força resistente são os dois principais factores térmicos que induzem o aparecimento do *spalling*. A ocorrência de *spalling* no betão pode ser evitada se a força resistente e o teor em água atingirem valores reduzidos de 60 MPa (resistência) ou 62% (teor em água).

Neste estudo foi observado, particularmente nas amostras de betão com MC, *spalling* e fissuras no betão. Os resultados demonstrados na Figura 2.22 mostram o aparecimento de *spalling* nas amostras cúbicas de betão expostas até 800°C. É importante citar que a frequência do *spalling* ocorre entre 400 e 600°C e é mais notório entre 450 e 500°C.

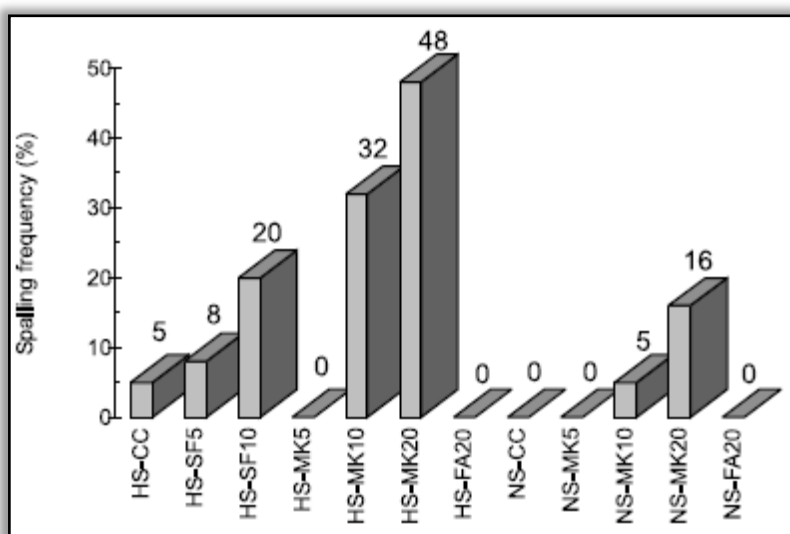


Figura 2.22. Frequência do *spalling* no betão com MC a elevadas temperaturas (Poon, 2003).

Os resultados indicam mais elevadas frequências de *spalling* para o betão com MC comparativamente a SF, FA e com as amostras de betão com OPC. Baseado nesta avaliação, a razão mais óbvia pode ser, a maior capacidade do betão com MC impede a libertação do vapor de água resultando no *spalling* explosivo.

Foram realizados também ensaios com amostras cilíndricas que não foram ainda referidos, na secção 2.3.1.3, mas não foi observado nenhum fenómeno de *spalling* nestas amostras, pelo que, não levam a obter qualquer conclusão. Contudo reconhece-se que é

necessário desenvolver um maior número de ensaios experimentais para determinação precisa da temperatura de aparecimento de *spalling* no betão, uma vez que há tendência a aparecer a 450-500°C, mas não existe nenhum ensaio específico entre 400 e 600°C.

2.3.3 Conclusões

- As amostras de betão com MC apresentam distintos resultados de ganhos e perdas para elevadas temperaturas. Ocorreu um aumento significativo da resistência à compressão para betões com MC a partir de 200°C, comparativamente com betões com SF, FA e betões OPC até 400°C. Observou-se uma acentuada redução na resistência à compressão para betões HSC após a temperatura de 400°C e surgiu também o aparecimento de *spalling* e fissuras na superfície do betão. Entre 400-800°C notou-se um maior decréscimo da resistência residual para o betão com MC comparativamente a outros betões.
- Foi observado *spalling* para betões normais e de elevada resistência com metacaulino para 450 e 500°C. Existiu um acréscimo da frequência de *spalling* de acordo com o aumento de percentagem de MC no betão.
- As amostras de betão com 5% de MC mostraram um melhor comportamento ao fogo relativamente ao betão com SF e com betão puro com OPC. Nenhum *spalling* foi observado para este tipo de amostra.

2.4 Estratégias de melhoramento do comportamento do betão ao fogo

As Universidades do Minho e de Coimbra desenvolveram um betão reforçado com fibras (FRC), de elevada ductilidade, com comportamento melhorado para a acção de temperaturas elevadas. Este betão inclui fibras de polipropileno e fibras de aço. Lourenço et al. (2006) estudou o comportamento deste betão relativamente à avaliação da influência de temperaturas elevadas nas seguintes propriedades mecânicas residuais do betão fibroso desenvolvido: módulo de elasticidade, resistência à compressão e resistência à flexão. Foi também explorada a aplicabilidade de ensaios não destrutivos na avaliação das propriedades residuais do betão.

2.4.1 Betão com fibras de comportamento melhorado ao fogo (Lourenço et al., 2006)

A adição de fibras de polipropileno (PP) em betões de elevado desempenho é uma das alternativas mais utilizadas para evitar o *spalling* explosivo deste tipo de betões, quando sujeitos a temperaturas elevadas. A adição de fibras de PP é uma solução simples, económica e eficiente. Com o aumento da temperatura, as fibras PP volatilizam (a cerca de 170 °C), formando micro-canais no seio do betão. Estes micro-canais irão permitir a libertação do vapor de água, reduzindo-se o risco de *spalling* de forma significativa. Com o aumento da percentagem de fibras de PP no betão, o número de canais e poros aumentará e diminuirá o *spalling*.

Relativamente à adição de fibras de aço, é reconhecido que estas, quando envolvidas por betão de elevada compacidade, constituem um sistema de reforço capaz de proporcionar elevada ductilidade a materiais de matriz cimentícia, tanto a curto como a longo prazo. No entanto, as vantagens da utilização de um betão reforçado com fibras de aço poderão ser alargadas, entre outras, ao comportamento perante temperaturas elevadas, como aquelas que se geram em situação de incêndio.

Como foi anteriormente referido, durante a exposição de um elemento estrutural em betão armado a temperaturas elevadas, o betão de recobrimento das armaduras tende a desagregar-se, devido à diferente deformabilidade do aço dos varões e do betão que os envolve, motivada pelos distintos coeficientes de expansão térmica destes materiais. O aumento das pressões internas do betão devido à presença de vapor de água, também contribui para este comportamento. A utilização de fibras de aço no betão melhora o seu comportamento quando exposto a elevadas temperaturas, na medida em que as fibras de aço contribuem para manter a integridade da camada de recobrimento das armaduras, não a deixando exposta directamente às chamas. Por outro lado, por contribuírem para uma maior distribuição da fendilhação e por aumentarem a resistência do betão à tracção, as fibras de aço poderão reduzir a ocorrência de *spalling*. Isto assume especial importância no caso de elementos de betão de elevado desempenho, face à sua reduzida porosidade e comportamento frágil.

A presença de fibras de aço aumenta, também, a condutibilidade térmica do betão. Quando os elementos de FRC são expostos a temperaturas elevadas, a propagação da temperatura para o interior poderá ser superior, reduzindo assim a capacidade resistente

do elemento estrutural. Trata-se, portanto, de um assunto que terá que ser analisado de forma a avaliar os reais benefícios das fibras de aço no contexto do desenvolvimento de um betão de resistência melhorada ao fogo (Lourenço et al., 2006).

2.4.1.1 Estudo experimental: Materiais e métodos

No âmbito da caracterização do comportamento residual do betão com fibras, desenvolveu-se um estudo alargado onde seria preponderante que o betão desenvolvido suportasse a exposição térmica a que estaria sujeito. Estudos anteriores, no âmbito da definição do sistema com fibras para o betão de resistência melhorada ao fogo, indicaram que a inclusão de 2kg/m^3 de fibras de PP mais 60kg/m^3 de fibras de aço garantem os requisitos mínimos estipulados para o betão. Para este estudo foi então adoptado cimento (CEM) do tipo I 42.5R, super plastificante de terceira geração, filler calcário e quatro tipos de agregados: areia fina, bago de arroz e dois tipos de britas calcárias.

2.4.1.2 Provetes

A avaliação dos parâmetros residuais, módulo de elasticidade e resistência à compressão do betão desenvolvido foi efectuada em provetes cilíndricos de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. O comportamento residual à flexão foi determinado através de ensaios em vigas de $150 \times 150 \times 600 \text{ [mm}^3\text{]}$.

2.4.1.3 Metodologia de ensaio

Os provetes começaram por ser aquecidos até diferentes níveis de temperatura numa mufla com controlo de temperatura (Figura 2.23.a). Para cada um dos níveis de temperatura desejados: 250, 500, 750 e 1000°C , manteve-se constante durante 4 horas a mesma temperatura para permitir a homogeneidade da temperatura no betão (Figura 2.23.b). O arrefecimento foi efectuado no interior da mufla, e os provetes ficaram expostos à temperatura ambiente do laboratório, até à realização dos ensaios mecânicos.

A exposição referida a diferentes níveis de temperatura, foi efectuada 28 dias após a betonagem dos provetes. A avaliação das propriedades mecânicas, bem como os ensaios não destrutivos (esclerómetro de Schmidt e propagação de ultrasons), foram realizados 28 dias após os provetes terem sido expostos aos referidos níveis de temperatura, com excepção dos provetes de referência, em que a avaliação foi efectuada 28 dias após a sua betonagem.

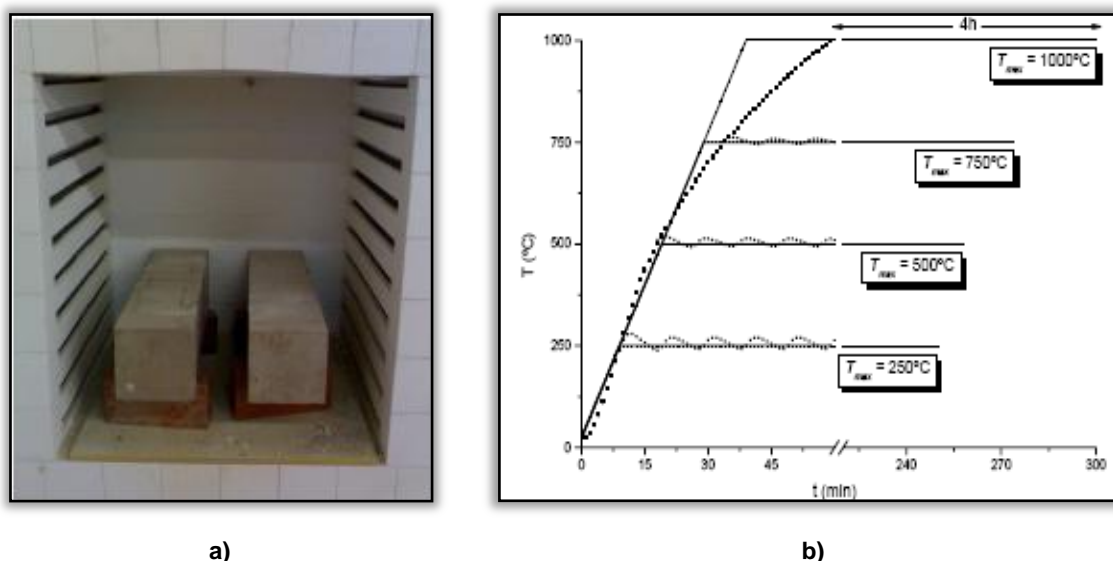


Figura 2.23. Exposição do betão a diferentes níveis de temperatura (Lourenço et al., 2006).

Para comparação, foram executados provetes cilíndricos, com a composição já referida, alterando-se o tipo de cimento, que passou a ser do tipo 52.5R (composição CEM 525). Neste sentido, apresentam-se também, os resultados referentes ao módulo de elasticidade residual e resistência à compressão residual nos provetes de betão em que foi utilizado este tipo de cimento.

2.4.2 Propriedades mecânicas residuais do betão com fibras

Após a exposição do betão com fibras à temperatura de 1000°C observou-se a sua desagregação (Figura 2.24), impossibilitando a avaliação das suas propriedades mecânicas residuais. Atribui-se, assim, o valor nulo aos resultados relativos à exposição a 1000°C. É de salientar que esta desagregação ocorreu vários dias após o ensaio de exposição à temperatura referida, e não no decorrer deste. Estes provetes não sofreram qualquer tipo de *spalling* durante o ensaio de aquecimento.



Figura 2.24. Desagregação de um provete cilíndrico de betão após exposição a 1000°C (Lourenço et al., 2006).

2.4.2.1 Efeito da temperatura no módulo de elasticidade residual

A Figura 2.25 representa a variação do módulo de elasticidade residual do betão, E_{cmT}^{res} , em relação ao seu valor a 20°C, E_{cm} , em função da temperatura máxima de exposição, T_{max} , para provetes com 28 dias de idade. A evolução deste parâmetro é apresentada para os provetes com cimento 42.5 e 52.5.

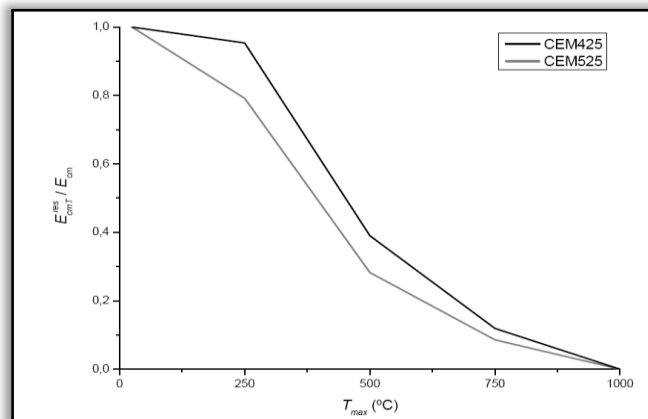


Figura 2.25. Variação do módulo de elasticidade residual do betão em função de T_{max} (Lourenço et al., 2006).

O grau de diminuição de E_{cmT}^{res} com a temperatura é menor nos provetes com cimento 42.5 do que nos provetes com cimento 52.5. Este facto deve-se provavelmente ao maior grau de finura destes últimos cimentos, que por aumentar a compacidade do betão, dão origem a tensões internas na microestrutura do betão, em consequência da maior resistência ao escape do vapor de água no interior do betão.

2.4.2.2 Efeito da temperatura na resistência residual à compressão

Na Figura 2.26 apresentam-se os resultados dos ensaios à compressão directa dos provetes de betão com fibras após a exposição às várias temperaturas.

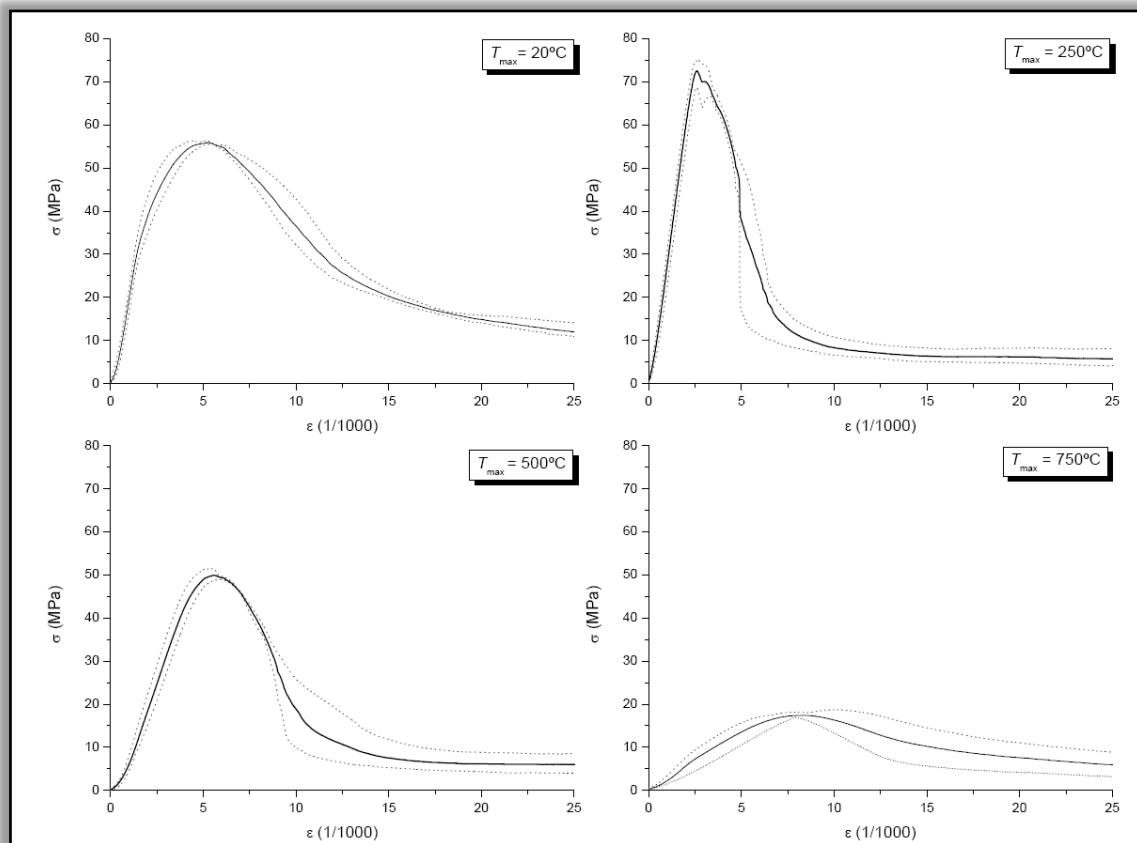


Figura 2.26. Comportamento σ - ϵ residual à compressão dos provetes CEM425 (Lourenço et al., 2006).

Após a exposição a 250°C verifica-se um acréscimo de resistência de cerca de 30% relativamente aos provetes não aquecidos. O referido comportamento não foi observado na composição CEM525, como é demonstrado pela Figura 2.28. As Figuras 2.27 e 2.28 apresentam os diferentes diagramas tensão-extensão residuais à compressão directa para o betão em estudo. A composição CEM425 apresenta melhor desempenho, comparativamente à CEM525, para todos os níveis de exposição de temperatura.

A Figura 2.29 representa a variação residual à compressão do betão, f_{cmT}^{res} referida ao seu valor a 20°C, f_{cm} , em função da temperatura máxima a que este esteve sujeito T_{max} , para provetes com 28 dias de idade.

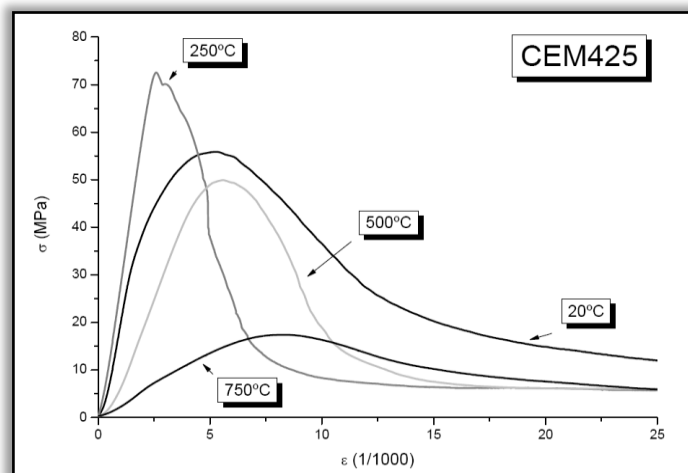


Figura 2.27. Comportamento σ - ϵ residual à compressão (Composição CEM425) (Lourenço et al., 2006).

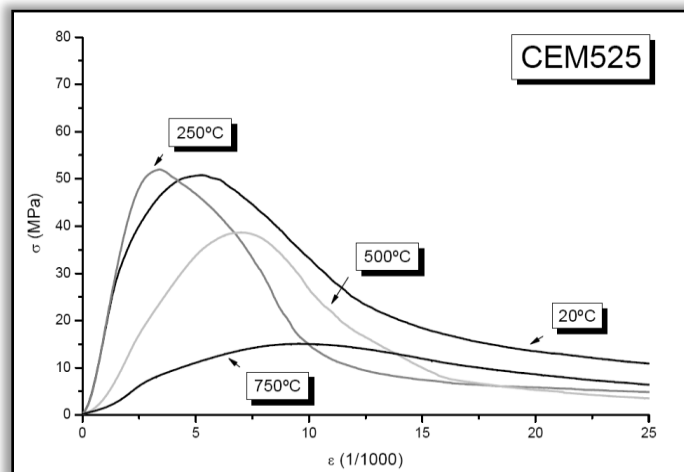


Figura 2.28. Comportamento σ - ϵ residual à compressão (Composição CEM525) (Lourenço et al., 2006).

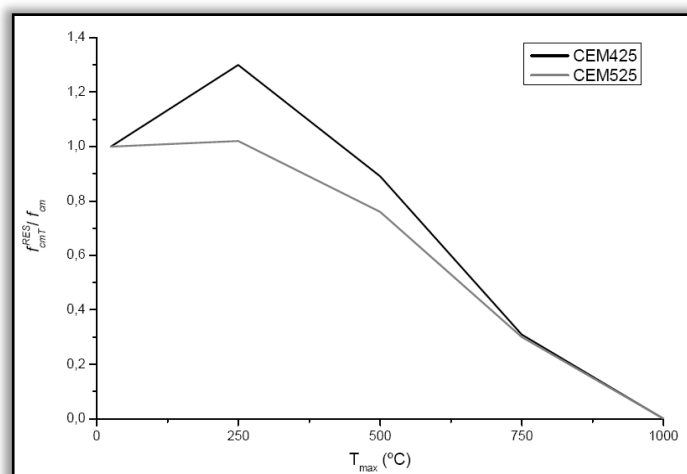


Figura 2.29. Variação da resistência residual à compressão do betão em função de T_{max} (Lourenço et al., 2006).

2.4.3 Conclusões

Com base nos resultados obtidos em ensaios de compressão directa aos provetes submetidos a diferentes níveis de temperatura (250, 500, 750 e 1000°C), constatou-se que até aos 250°C a resistência à compressão aumenta e o módulo de elasticidade não é significativamente afectado. Para temperaturas acima desta, a resistência à compressão e o módulo de elasticidade residual diminuem significativamente.

Dado que a finura do cimento do tipo I 52.5R é maior do que a do cimento I 42.5R, o betão com cimento 52.5 é mais compacto do que o betão com cimento 42.5. Como consequência, e devido, presumivelmente, à maior dificuldade de fuga do vapor da água existente no betão com cimento 52.5, este apresentou maior degradação do seu módulo de elasticidade e da sua resistência à compressão com o aumento da temperatura de exposição que os correspondentes valores registados no betão com cimento 42.5.

2.5 Comportamento da pasta de cimento a elevadas temperaturas

Para avaliar o comportamento da pasta de cimento, DeJong e Ulm (2007) submeteram provetes cilíndricos de 11 mm de diâmetro a temperaturas desde 25 a 700°C. Assim, pela primeira vez elaboraram um estudo onde apresentaram resultados de uma técnica experimental nova que permitisse avaliar de uma forma racional a evolução do comportamento nano-mecânico ("*nano-mechanical*") da pasta de cimento a temperaturas elevadas. Especificamente, estudaram a degradação térmica das duas fases distintas do hidrato do cálcio-silicato (C-S-H), de baixa densidade (LD) C-S-H e de alta densidade (HD) C-S-H.

A pasta de cimento foi preparada usando cimento Portland Tipo I e a razão água/cimento utilizada foi de 0,5. Todos os provetes cilíndricos foram desmoldados após 7 dias da sua execução e colocados em água de cal durante 28 dias de cura. Após a cura, foram subdivididos em porções mais pequenas com 10-14 mm de espessura. Algumas destas porções foram colocadas a 25°C e outras, para impedir a hidratação, colocadas a 105°C.

Uma vez que o objectivo desta investigação era determinar os efeitos dos materiais constituintes da pasta de cimento, expostos a altas temperaturas, procedeu-se ao

aquecimento das porções. Para limitar o gradiente térmico, procedeu-se a um aquecimento de 1K/min e no máximo de 24 horas atingiram-se as temperaturas desejadas (25, 105, 200, 300, 550 e 700°C). Depois do aquecimento, os provetes foram armazenados em câmaras secas para se proceder à nova hidratação das amostras.

2.5.1 Termogravimetria

A termogravimetria (TG) é uma técnica que mede a variação da massa de uma amostra em função da temperatura. A desidratação da pasta de cimento é um exemplo que pode ser medido usando esta técnica, a TG. Após a cura, as amostras usadas na análise termogravimétrica foram cortadas em cubos com um volume de aproximadamente 5 mm³.

Os testes termogravimétricos foram executados em amostras da pasta do cimento a 20°C (temperatura ambiente) até 1000°C, em três fases. Inicialmente a temperatura foi elevada até 105°C, aumentando 5 K/min, a fim de evaporar toda a água contida nas amostras. Seguidamente, a temperatura de 105°C foi mantida constante durante 60 minutos. Por último, a temperatura foi aumentada até 1000°C, ocorrendo uma completa desidratação.

Os resultados da análise termogravimétrica são apresentados na Figura 2.30. A primeira fase de perda de massa é demonstrada entre 105°C e 300°C e é onde se dá a desidratação do C-S-H e entre 400°C e 600°C observa-se a desidratação do C-H. A segunda fase de desidratação do C-S-H é demonstrada também entre 650°C e 800°C, mas não é tão visível como na fase anterior (DeJong et al., 2007).

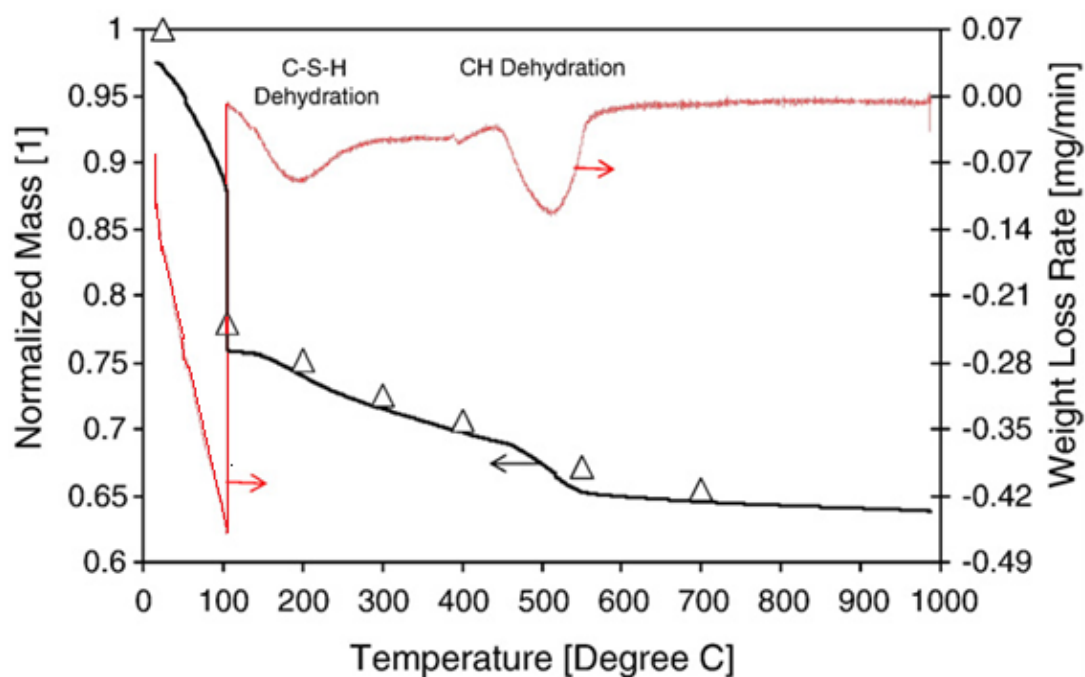


Figura 2.30. Resultados da análise termogravimétrica (TG) à pasta de cimento em estudo (DeJong et al., 2007).

Para 105°C inicia-se o processo de desidratação do gel de tobermorita ou hidratos de silicato de cálcio (CSH), estendendo-se para temperaturas acima de 800°C. A 500°C, ocorre 70% da reacção de desidratação do CSH e em torno de 850°C o CSH desintegra-se completamente. Segundo Schneider (1977), a decomposição de CSH ocorre entre 600°C e 700°C. Para o hidróxido de cálcio hidratado, a reacção de desidratação começa aproximadamente para 390°C e está completa a 550°C.

Bazant et al. (1996) apresentam uma análise térmica diferencial representada na Figura 2.31. O gel de tobermorita (CSH) e o sulfo-aluminato de cálcio hidratado são os primeiros da fase sólida da pasta de cimento a serem afectados pelas altas temperatura.

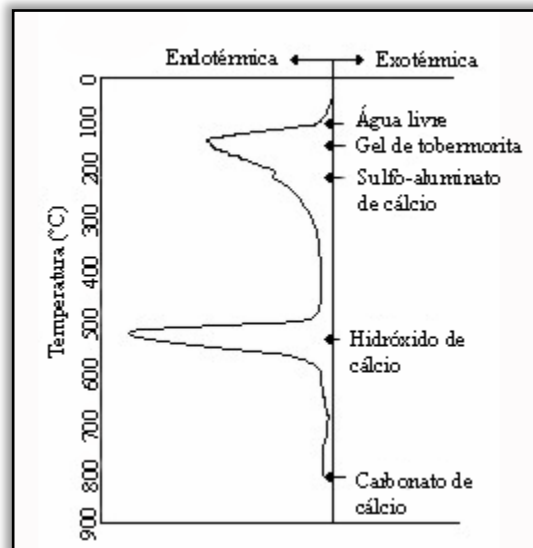


Figura 2.31. Análise térmica diferencial da pasta de cimento por Bazant et al.(1996).

2.6 Conclusões

Da análise dos estudos elaborados por vários autores referente ao efeito das elevadas temperaturas no betão é de referir alguns aspectos importantes:

Considerando a tensão de rotura à compressão verificou-se uma diminuição nos resultados experimentais à medida que a temperatura aumentou. Para os provetes cilíndricos verificou-se, que os resultados obtidos são inferiores aos esperados para os provetes cúbicos de 200 mm de aresta.

Foi observado spalling para betões normais e de elevada resistência para temperaturas superiores a 400°C.

As amostras de betão com MC apresentam melhores resultados da resistência à compressão comparativamente com outros betões (SF, FA e betões OPC).

Para 1200°C as amostras de betão decompuseram-se completamente.

O efeito da razão água/cimento e do tipo de agregado nas perdas de peso não são significativos.

Alguns estudos indicam que provetes de betão produzidos com agregados de silício apresentam melhor desempenho em relação aos agregados de calcário.

3. Sistematização e justificação de materiais e métodos experimentais

Neste capítulo caracterizam-se todos os ensaios desenvolvidos no âmbito deste trabalho. É detalhada e justificada a composição do betão em estudo, caracterizando fisicamente os materiais utilizados. Descreve-se a metodologia de produção do betão de cal hidráulica, dos respectivos provetes.

3.1 Introdução

O betão é um material heterogéneo constituído por uma mistura devidamente proporcional de agregados (em geral brita ou godo e areia), com um ligante hidráulico (por exemplo o cimento ou cal), água e eventualmente adjuvantes e/ou adições. De uma forma geral o betão é um material compósito cujas propriedades dependem, das propriedades dos seus constituintes, das proporções dos materiais, da qualidade da mão-de-obra que o produz e coloca e das condições de cura (Coutinho, 1994; Eurolightcon, 1999; Ferreira, 2000 e FEUP, 2007).

As propriedades dos agregados podem diferir significativamente, dependendo sobretudo do material no seu estado natural e dos processos a que foram sujeitos. A mistura dos agregados do betão não pode ser arbitrária. Desde muito cedo se definiu que era indispensável fazê-la de modo a que a mistura possua maior trabalhabilidade e se obtenha um sólido o mais compacto possível. Algumas das principais propriedades do betão são: (i) a trabalhabilidade; (ii) a resistência mecânica; (iii) o módulo de elasticidade; (iv) a densidade e (v) a durabilidade (Coutinho, 1997 e Sampaio, 2001).

O betão é produzido para ser essencialmente utilizado com função de suporte estrutural de construção. Para obter um betão de boa qualidade é necessário definir algumas características fundamentais: o desempenho, a resistência às solicitações a que estará sujeito e a sua durabilidade (Almeida, 1990 e Ferreira, 2000).

O desempenho é a capacidade do betão satisfazer os requisitos para que foi projectado, sob o ponto de vista de segurança, funcionalidade e estética. Devido aos efeitos complexos do meio ambiente sobre as estruturas de betão e às reacções destas a esses efeitos, o desempenho de estruturas de betão ao longo do tempo pode ser melhorado apenas pelo aumento da qualidade dos materiais utilizados (Ferreira, 2000).

Para a obtenção de um betão com qualidade é necessário ter em mente a regra dos 4 “C”: cimento, composição, compactação e cura (Ferreira, 2000).

Para além de muitos factores já referidos, a idade do betão é também um factor importante e que deve ser considerado, uma vez que as propriedades deste tipo de materiais estão em constante evolução, como consequência das reacções de hidratação que se dão no seu interior. Em termos experimentais, a determinação do valor da resistência à compressão nas primeiras idades é feita por recurso aos ensaios de rotura em compressão de cubos ou cilindros vulgarizados no que diz respeito à análise do betão endurecido. Na realidade, em resultado dos impedimentos à deformação do betão nas primeiras idades raramente serão atingidas tensões da ordem de 50% da tensão de rotura em compressão, pelo que se pode considerar que em compressão o comportamento do betão é linear elástico (Azenha, 2004 e Velasco, 2002).

Para além da idade do betão, a cura é também um factor relevante nos efeitos contraproducentes ao nível das propriedades mecânicas, nomeadamente na resistência à compressão (Azenha, 2004).

Neste trabalho estuda-se a influência das temperaturas elevadas num betão que usa como ligante a cal hidráulica com adição de um material pozolânico: o metacaulino. Este aditivo confere a este betão um melhor comportamento no que respeita à resistência à compressão simples e à tracção, como se poderá verificar pelos resultados obtidos.

Pretende-se também melhor compreender e desenvolver uma composição já elaborada num projecto desenvolvido no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, no ano lectivo 2006-2007 (Santos e Coelho, 2007). Com o intuito

de alargar este conhecimento foram efectuadas várias composições, variando a dosagem de metacaulino.

Consequentemente pretende-se caracterizar as propriedades residuais, recorrendo ao comportamento mecânico do betão desenvolvido. Para levar a cabo tal caracterização foram realizados os seguintes ensaios:

- Ensaios de compressão a provetes cúbicos de dimensão 100x100x100 [mm³] e de dimensão 150x150x150 [mm³];
- Ensaios de compressão após exposição a temperaturas elevadas a provetes cúbicos de dimensão 100x100x100 [mm³] e de dimensão 150x150x150 [mm³].

Numa fase inicial do trabalho pretendeu-se compreender e avaliar a capacidade resistente do betão em estudo. Neste contexto, foram realizados ensaios de resistência à compressão em provetes cúbicos. Dado que a idade do betão é um factor determinante no seu comportamento, uma vez que as propriedades destes materiais evoluem, como consequência das reacções de hidratação que se dão ao longo do tempo, realizaram-se ensaios aos 28 dias de idade e à mesma data dos ensaios ao fogo, aproximadamente aos 90 dias de idade.

O objectivo primordial deste trabalho consiste na caracterização das propriedades residuais do betão com cal hidráulica e na avaliação da sua capacidade resistente com a incorporação de metacaulino. Assim, com o intuito de caracterizar mecanicamente o material desenvolvido, realizaram-se ensaios ao fogo para temperaturas compreendidas entre 200 e 800°C. Devido à capacidade do betão resistir a temperaturas inferiores a 200°C, não se realizaram ensaios para este nível de temperaturas, e dado que o betão a partir de 800°C desagrega-se, não se efectuaram ensaios para temperaturas superiores a 800°C.

Após os ensaios ao fogo dos provetes cúbicos foram realizados ensaios à compressão com o intuito de determinar a resistência residual quando solicitado a várias temperaturas. Estabelece-se para este efeito a relação entre o valor da resistência à compressão à mesma data, para cubos sujeitos a temperaturas elevadas e não elevadas. A partir dos resultados dos ensaios à compressão estima-se as propriedades residuais do betão.

3.2 Composição do betão com cal hidráulica e metacaulino

Um dos objectivos principais deste trabalho é verificar a influência da percentagem de metacaulino adicionado na mistura padrão. Para tal, e de forma a minimizar o número de variáveis a estudar, fixou-se a composição da matriz (agregados e água) e fez-se variar a quantidade de cal hidráulica e metacaulino. Não se alterou a quantidade de agregado (brita grossa e fina e areia) e de água mantendo-se constantes as suas relações em termos quantitativos. A razão água/ligante utilizada foi 0,45, ou seja, à quantidade de água corresponde 0,45 do volume de cal hidráulica.

Relativamente à água de amassadura, esta poderá ser qualquer água potável ou não potável, desde que isenta de cheiro e de sabor (Coutinho, 1995).

Assim, a composição do betão pode ser definida pela seguinte relação:

$$1 = i + e + c + v \quad (3.1)$$

em que i é a fracção volúmica de agregados, e representa a fracção volúmica de água, c é a fracção volúmica de cimento e v a fracção volúmica de ar que totalizam uma unidade de volume de betão. A resistência de um betão ou argamassa relaciona-se directamente com a sua composição. Devido à sua natureza altamente heterogénea, as propriedades destes materiais compósitos dependem, quer das propriedades individuais dos seus constituintes, quer da sua compatibilidade. Para definir a composição de um betão ou argamassa é necessário conhecer os seguintes parâmetros: a dosagem de cimento, a composição do agregado, as massas volúmicas dos componentes, a relação água/cimento, o volume de vazios e a trabalhabilidade (Coutinho, 1997).

Como já foi referido, o betão e as argamassas são considerados materiais compósitos, constituídos por duas fases, uma matriz de pasta de cimento e os agregados, dispersos nessa matriz.

Quer a pasta de cimento endurecida, quer os agregados, apresentam curvas de comportamento tensão-deformação aproximadamente lineares. Porém, o compósito betão apresenta um comportamento não-linear acentuado, devido ao escorregamento dos agregados na matriz de pasta de cimento, como se pode verificar na Figura 3.1.

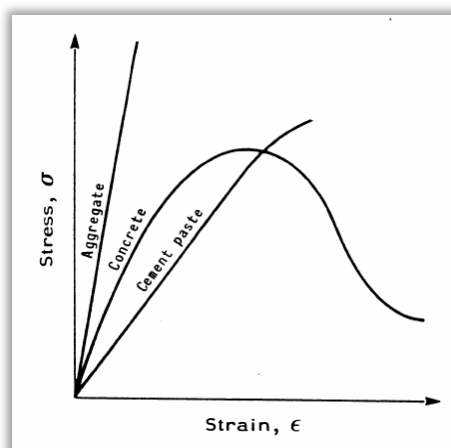


Figura 3.1 Representação esquemática de uma curva tensão-deformação de comportamento em compressão do betão, dos agregados e da pasta de cimento (Milenkovic, 2000).

Segundo Glücklich (1968), a relação tensão-deformação do betão, em compressão, pode ser dividida em quatro zonas distintas. Até 30% da tensão máxima ou de rotura, o aparecimento de fissuras na interface entre a matriz de pasta de cimento e os agregados é insignificante, sendo o comportamento aproximadamente linear. Entre 30 e 50%, as fissuras desenvolvem-se devido ao diferencial em termos de módulo de elasticidade dos componentes e aos efeitos de concentração de tensões. Estes fenómenos de dano dão-se de forma lenta e estável. Para tensões superiores a 50% da tensão de rotura, inicia-se a fissuração da matriz da pasta de cimento, unindo-se as fissuras da ligação cimento - agregado e aumentando o grau de não - linearidade da curva de comportamento. Para valores de tensão superiores a 75% da tensão de rotura, as fissuras podem crescer de forma rápida até à rotura do material. Nesta fase a não - linearidade acentua-se e atinge-se a resistência máxima do betão. Os valores de tensão de rotura e módulo de elasticidade do betão e das argamassas dependem quer do traço do betão/argamassa quer de todos os factores que afectam a sua composição, não fazendo assim sentido falar de valores teóricos. O traço de um betão/argamassa é a relação entre as quantidades dos seus constituintes.

O betão estudado é composto por cal hidráulica natural (NHL 5) e metacaulino, agregados de natureza calcária (brita grossa e fina) e areia.

3.2.1 Materiais utilizados

3.2.1.1 Ligante: Cal hidráulica

O cimento Portland é um material muito utilizado na confecção do betão, devido ao seu desempenho, à boa resistência e por ter sido aprofundadamente estudado. No entanto, a utilização de betão de elevado desempenho é desnecessária para algumas aplicações, utilizando-se a cal hidráulica, visto ser um material menos poluente. A cal hidráulica diminui a produção de emissão de CO₂ em 82%, comparativamente à produção de cimento (Velosa et al., 2007).

A cal hidráulica é um ligante hidráulico constituído maioritariamente por silicatos e aluminatos de cálcio e hidróxido de sódio (Cimpor, 2007). Este material (cal hidráulica NHL 5) confere grande plasticidade, elevada trabalhabilidade, forte aderência, boa permeabilidade (grande poder de retenção de água), boa durabilidade e fraca tendência para a fissuração e fendilhação (Coutinho, 1994).

A cal hidráulica utilizada foi a NHL5 – CIMPOR – resultante do aquecimento a mais de 1000°C de pedra calcária com uma percentagem de argila entre 5 a 20%, tendo como constituintes o calcário margoso cozido com extinção e moagem e o sulfato de cálcio regulador de presa.

Para aumentar a resistência mecânica do betão de cal hidráulica, podem ser usados aditivos pozolânicos.

3.2.1.2 Material Pozolânico: Metacaulino

O emprego de pozolanas como adição mineral ao cimento Portland, foi restabelecido a partir de 1909, na Inglaterra, com o fabrico de cimento vermelho de Potter. Em França produziu-se, até 1915, um cimento com incorporação de argilas calcinadas. Hoje em dia, poucas fábricas produzem cimento com este tipo de adições. Em geral, observa-se que o emprego das pozolanas é uma prática regional limitada, uma vez que apenas alguns países têm pozolanas naturais.

Nos últimos anos tem-se observado, em todo o mundo, um interesse crescente no uso do metacaulino e de outros aditivos minerais, como microssílica, cinzas volantes, escória de alto-forno e cinza da casca de arroz, como substitutos parciais do cimento Portland para a produção de betões e argamassas de alta resistência. A presença desses

materiais produz, em geral, redução na segregação e exsudação das misturas no estado plástico e aumento na resistência e durabilidade para idades mais avançadas; além disso, estes aditivos são económicos e ecológicos do ponto de vista de consumo de energia, uma vez que são subprodutos industriais e provêm de uma fonte de matéria-prima (Sampaio, 2001).

A pozolana utilizada foi o metacaulino, MC, que é uma pozolana artificial, de natureza argilosa que resulta do processo de calcinação de argila caulina a 700-800°C e é sujeito a um arrefecimento rápido. Normalmente esta pozolana contém aproximadamente 60% sílica e 30% de Al_2O_3 . Foi utilizado na forma de pó fino (Sampaio, 2001 e Velosa et al. 2008).

Nas misturas de betão realizadas, utilizaram-se dois tipos de metacaulino, o primeiro (MCA), usado só para as três primeiras amassaduras, é rico em Al_2O_3 , pobre em sódio e potássio; o segundo tipo (MCB), usado nas restantes composições apresenta características opostas. Este metacaulino foi o mais utilizado para a confecção do betão deste estudo (Velosa et al. 2008).

3.2.1.3 Agregados

Os agregados utilizados foram areia grossa britada, brita fina e brita grossa, ambas britadas e de natureza calcária (Figura 3.2).

Utilizaram-se três granulometrias distintas de agregados, que diferem quer na dimensão quer na forma. As três granulometrias foram determinadas no laboratório de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e encontram-se representadas na Figura 3.2. O tipo de granulometria para a brita é, neste trabalho, designado pelas seguintes siglas: B2 – brita grossa; B1 – brita fina e Areia - areia grossa britada e lavada. Os ligantes estão também representados na mesma figura, seguidos dos agregados, pelas siglas: CH – cal hidráulica NHL5 e MC – metacaulino. Na Figura 3.3 mostram-se as curvas granulométricas para os três tipos de agregados utilizados na composição do betão em estudo. Na Figura 3.4 apresentam-se a curva pelo método gráfico de Faury e a curva granulométrica para a mistura utilizados na preparação dos provetes estudados.



Figura 3.2. Materiais utilizados no âmbito deste trabalho. Da esquerda para a direita: os agregados: brita grossa (B2), brita fina (B1), areia e os ligantes: cal hidráulica (CH) e metacaulino (MC).

Na Tabela I.1 do Apêndice I encontra-se a tabela explicativa da granulometria dos agregados utilizados para a mistura em estudo.

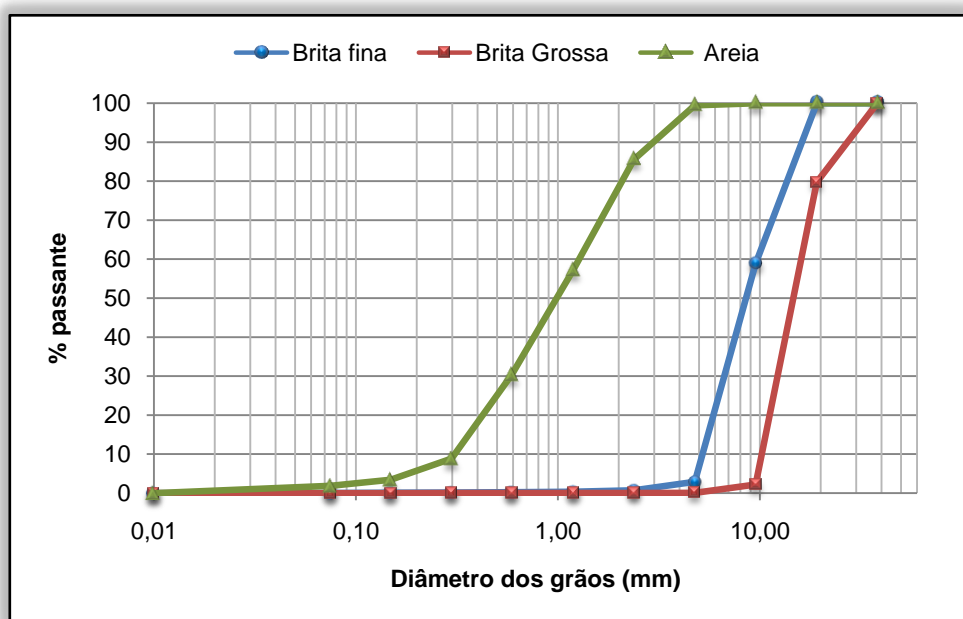


Figura 3.3. Curvas granulométricas para os três tipos de agregados (brita fina, brita grossa e areia) utilizados na preparação dos provetes estudados.

As curvas granulométricas da Figura 3.3 foram traçadas com base nos resultados de peneiração individual dos materiais granulares utilizados: brita grossa, brita fina e areia. As curvas granulométricas fornecem informação suficiente para caracterizar fisicamente estes materiais. Analisando as curvas relativas à brita grossa e fina verifica-se que as duas granulometrias apresentam pouca variabilidade dimensional. Verifica-se

também que a brita grossa (B2) apresenta a maioria dos seus grãos com dimensões, aproximadamente, entre 10,0 e 12,0 mm, a brita fina (B1) entre 5,0 e 10,5 mm. No caso da areia verifica-se que esta apresenta uma maior dispersão no tamanho dos grãos, estando a dimensão destes compreendidos, aproximadamente, entre 0,2 e 4 mm.

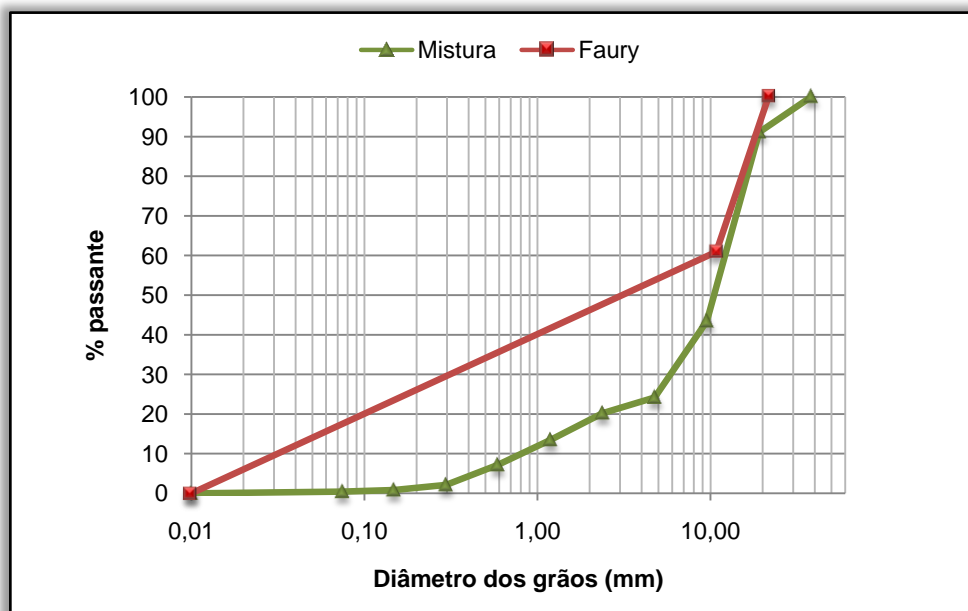


Figura 3.4. Método gráfico de Faury e curva granulométrica para a mistura utilizada na preparação dos provetes estudados.

3.2.2 Misturas Realizadas

Foi desenvolvida uma composição com 550kg/m^3 de cal hidráulica (Santos e Coelho, 2007) através do método gráfico de Faury (Figura 3.4). Foram realizadas cinco misturas, na qual a dosagem de cal hidráulica foi substituída em peso ao traço inicial por 0%, 20% e 30%, 40% e 50% por metacaulino. A razão água/cimento utilizada foi de 0,45.

A opção pelo estudo das primeiras três misturas baseou-se quer nos estudos já realizados (Santos e Coelho, 2007), quer na intenção de alargar estes estudos, aumentando o número de provetes produzidos, substituindo o metacaulino usado por um mais recente e aumentando a percentagem de metacaulino para 40% e 50% do volume de CH. O valor máximo de adição de metacaulino (30%) correspondeu, no estudo já realizado, a uma quantidade razoável de metacaulino garantindo uma capacidade resistente do betão. 20% MC corresponde a um valor intermédio de adição de metacaulino estipulado e, embora conduza a uma boa capacidade resistente à compressão, será melhor do que aquela que acontece para 30% de adição. Foi

acrescentado uma mistura com 40% de metacaulino, porque ao serem realizados ensaios aos 28 dias com o novo metacaulino (AM2 e AM3) obtiveram-se melhores resultados para a mistura com 30%. Os resultados apresentados com AM1 foram realizados com o metacaulino antigo.

Os provetes cúbicos foram elaborados em etapas distintas deste trabalho de investigação. O procedimento utilizado para a formulação do betão foi o método gráfico de Faury, este método é baseado em curvas granulométricas de referência para misturas que usam como ligante o cimento, foi por isso difícil fazer o acerto da curva de referência da mistura (Coutinho, 1997). Este método engloba tanto as variáveis relacionadas com as características físicas dos agregados, como também as características da própria peça a betonar, não sendo permitido o uso de alguns agregados mais grossos que não satisfaçam as condições impostas pela peça.

Depois de definido as quantidades de agregado, ligante e MC, e a água de amassadura a usar, mediram-se cuidadosamente as quantidades de cada material que compõe cada mistura e procedeu-se à sua concepção. Este cálculo encontra-se descrito no Apêndice I.

Uma vez que foi realizado um grande número de ensaios e de modo a facilitar a referência, adoptou-se uma nomenclatura própria para designar cada provete. Essa designação baseia-se: (i) o tipo de amassadura (a cada amassadura correspondem três betonagens), (ii) a percentagem de metacaulino (denominou-se por mistura cada valor de percentagem de metacaulino) e (iii) a numeração sequencial dos provetes dentro de cada grupo. A título de exemplo, a referência 20AM105, diz respeito ao quinto (05) provete de betão da primeira amassadura (AM1), com 20% de adição de metacaulino.

3.3 Metodologia de produção do betão com cal hidráulica e provetes

Para a produção dos provetes seguiram-se os procedimentos descritos e recomendados pelo “Fabrico e propriedades do betão” (Coutinho, 1997) e pela norma portuguesa NP-EN 206-1 (2005).

Utilizou-se uma betoneira para promover a mistura dos componentes (ver Figura 3.5).



Figura 3.5. Betoneira utilizada na produção do betão dos provetes cúbicos.

A água, a areia e a brita foram colocadas em primeiro lugar na betoneira, posteriormente foi adicionada a cal hidráulica e o metacaulino nas quantidades requeridas. Depois de estes materiais estarem misturados, e de forma a evitar a formação de aglutinados de cal hidráulica ou metacaulino, foi adicionada água (em duas amassaduras foi necessário adicionar mais água do que a prevista inicialmente, de forma a garantir a adequada trabalhabilidade do betão). Todos os moldes utilizados na produção dos provetes foram previamente lubrificados com óleo descofrante.



a)



b)

Figura 3.6. Moldes utilizados para a produção dos provetes: a) provetes cúbicos 100x100x100 [mm³] e b) provetes cúbicos 150x150x150 [mm³].

Para garantir uma adequada compactação do betão, recorreu-se a um vibrador agulha. Os métodos de vibração utilizados seguiram as indicações da norma NP EN 12390-2 (2003). Uma vez que se utilizaram agregados grossos de dimensões 12mm, foi difícil obter, uma boa compactação nos moldes de 100x100x100 [mm³]. Para finalizar o

processo de produção, a superfície dos provetes foi cuidadosamente aplanada com o auxílio de um tabuleiro plano (talocha) e uma colher de pedreiro. Os provetes foram mantidos nos moldes até adquirirem a resistência suficiente para manterem a geometria. De acordo com a norma, só se procedeu à sua descofragem 48 horas depois de serem produzidos. Todos os provetes foram devidamente identificados. Na Figura 3.7 pode-se visualizar um provete representativo de cada família.

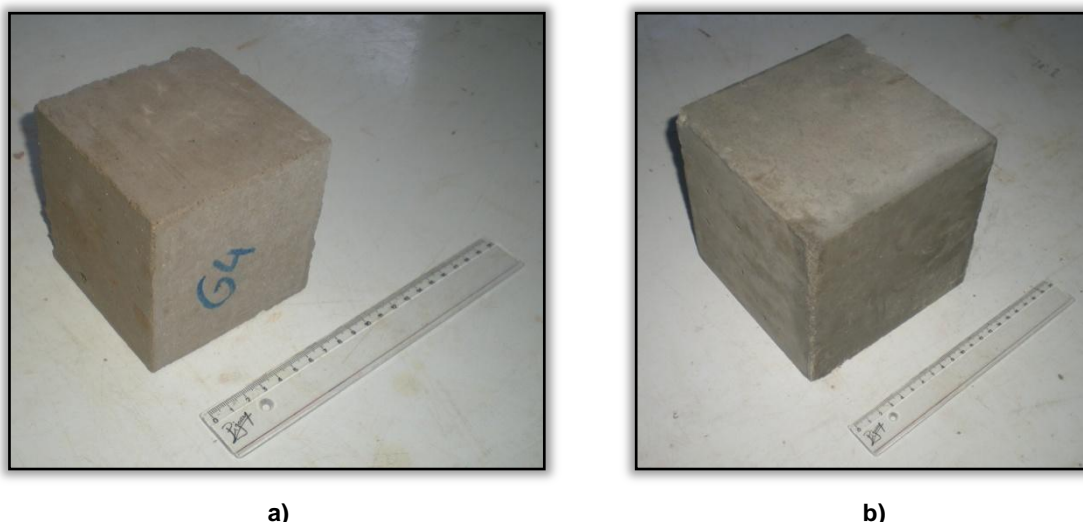


Figura 3.7. Provetes produzidos: a) provetes cúbicos 100x100x100 [mm³] e b) provetes cúbicos 150x150x150 [mm³].

Após descofragem, os provetes foram colocados numa câmara húmida, a uma temperatura média de 20°C e humidade relativa média de 95%, na qual permaneceram durante todo o tempo de cura, como sugerido pela norma (ver Figura 3.8).



Figura 3.8. Armazenagem dos provetes na câmara húmida.

Foram realizadas doze amassaduras de 24 provetes cúbicos e três amassaduras de 8 provetes cúbicos de 100x100x100 [mm³], quatro amassaduras de 9 provetes cúbicos de 150x150x150 [mm³] e duas amassaduras de 9 provetes cúbicos de 100x100x100 [mm³] e 9 provetes cúbicos de 150x150x150 [mm³], perfazendo um total de 334 cubos.

3.4 Ensaios experimentais

Para se conhecer a resistência à compressão de um material é necessário explicar o que se entende pelo fenómeno de rotura. A rotura pode surgir através de três formas: (i) separação de um sólido contínuo em dois ou mais pedaços distintos (fractura); (ii) carga máxima suportada por uma peça solicitada de uma maneira geometricamente fixa e (iii) estado de deformação ou fissuração de tal modo excessivo que o material não é já utilizável. A rotura é um estado limite, que depende da maneira como se atinge, o seu valor é sempre convencional. Num simples ensaio de determinação da resistência de uma amostra de betão, há uma série de circunstâncias, umas estranhas ao fenómeno de rotura: (i) a forma do provete; (ii) a idade; (iii) o tipo de conservação prévia; (iv) as condições em que se fazem as distribuições das forças aplicadas; (v) as tensões iniciais e outras inerentes ao próprio fenómeno como seja a dimensão do provete e a velocidade de aplicação das cargas e das deformações. Os resultados dos ensaios devem estar sempre referidos às condições em que foram obtidos e, infelizmente pouco se sabe ainda sobre a maneira de correlacionar todos estes factores (Coutinho, 1995).

3.4.1 Ensaios de resistência à compressão

Os ensaios de compressão são os mais comuns para a caracterização mecânica de betões, devido à sua fácil execução. Muitas das restantes características mecânicas destes materiais são correlacionáveis com a resistência à compressão.

Para estudar o comportamento mecânico do betão em estudo realizaram-se ensaios de compressão seguindo a norma NP EN-12390-3 (2003). Os ensaios foram executados na prensa uniaxial da marca FORM+TEST, do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, com uma célula de carga de 3.000KN (Figura 3.9). Este ensaio é denominado por ensaio destrutivo, pois leva à rotura do provete ensaiado.



Figura 3.9. Prensa utilizada na realização dos ensaios de compressão dos provetes cúbicos.

Antes de realizar os ensaios, os pratos da prensa e as faces dos provetes foram devidamente limpos. Uma vez que foram ensaiados cubos de dimensões inferiores às normalizadas pela prensa (provetes cúbicos de $100 \times 100 \times 100$ [mm³]), foram colocados dois pratos auxiliares entre os provetes e os pratos da máquina de ensaio, tendo o cuidado de serem colocados centrados com a base da prensa. De forma a garantir que o carregamento seja homogeneamente distribuído, os provetes foram posicionados de modo a que as faces de carregamento fossem as mais planas e perfeitas para que a carga seja aplicada perpendicularmente à direcção de moldagem.

A aplicação de carga foi efectuada através do controlo manual da velocidade de descida do prato da prensa. Tentou-se manter esta velocidade constante, de 0,6 MPa/s ($\text{N/mm}^2 \cdot \text{s}$), como recomendado na norma para provetes com tensão de rotura baixa (a velocidade deve encontrar-se dentro do intervalo 0,2 MPa/s ($\text{N/mm}^2 \cdot \text{s}$) a 1,0 MPa/s ($\text{N/mm}^2 \cdot \text{s}$)). A carga foi aplicada até que se verificasse a rotura do provete.

3.4.1.1 Modos de rotura

Nesta secção apresentam-se e discutem-se os modos de rotura que ocorreram nos ensaios de resistência à compressão realizados com os provetes cúbicos.

Para estes ensaios podem ocorrer dois tipos de rotura por compressão distintos. O primeiro modo de rotura é condicionado pelo atrito entre a placa através da qual se aplica a compressão e o topo do provete de ensaio. No segundo modo de rotura, designado por rotura por arranque ou descoesão, o provete tem liberdade de se expandir lateralmente (sem atrito entre os pratos e o provete) até à rotura. Pode ainda ocorrer um terceiro modo de rotura no qual o plano é inclinado em relação à direcção da compressão. Este modo de rotura ocorre quando as faces de compressão do provete não são totalmente planas ou paralelas entre si e, assim, a rotura dá-se, aparentemente por corte. Este terceiro modo de rotura aparece muitas vezes e não é muito aceitável, visto não representar a rotura por compressão (Coutinho, 1995).

Nos ensaios realizados no âmbito deste trabalho, visto existir atrito entre os pratos da máquina de compressão e as faces dos provetes, apenas será detalhado este modo de rotura.

Para os ensaios de compressão em que existe atrito entre os pratos da prensa e a superfície do provete, o sistema de forças a que o provete está sujeito durante o ensaio não é unidireccional, devido à complexidade do que se passa na zona de aplicação das forças pela máquina de ensaio, resultante da restrição à expansão lateral sob a carga. À tensão de compressão que actua num dado material está sempre associada uma deformação transversal. Assim, os elementos do provetes próximos da superfície de contacto estão sujeitos a um estado triplo de tensões, composto pela tensão de compressão e pelas tensões resultantes das forças de atrito que actuam nos pratos. Este estado de tensão leva a que estes pontos possuam uma resistência maior do que aqueles que se encontram a uma maior distância dos pratos.

Nas situações em que o efeito da resistência à deformação imposta pelos pratos da máquina é importante, verifica-se a formação de um prisma de rotura em que os topos são impedidos de se formar lateralmente. Esse volume é formado por uma pirâmide com base no topo do prisma e vértice a uma distância razoavelmente igual à maior dimensão da base. À medida que a carga aumenta e para provetes em que a altura é da mesma ordem de grandeza que as dimensões transversais, obtém-se uma rotura em pirâmide,

em que as pirâmides ficam truncadas na zona de rotura, como se mostra no esquema da Figura 3.10.

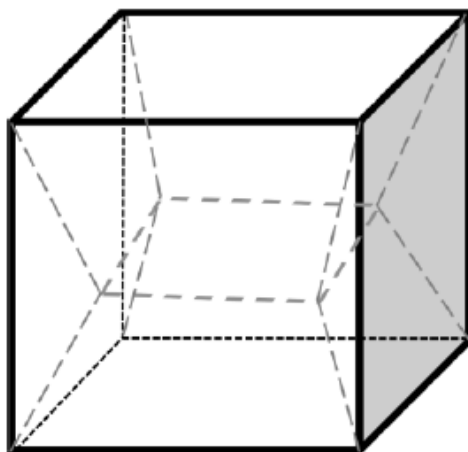


Figura 3.10. Representação esquemática do modo de rotura em compressão de um provete cúbico em que o atrito dos pratos da prensa impede a deformação transversal da secção de aplicação das forças de compressão.

Os modos de rotura aceitáveis, ou seja, os que representam bem a resistência à compressão, são descritos na norma portuguesa NP EN 12390-3 (2003). Nesta norma são distinguidas as roturas satisfatórias das roturas não - satisfatórias. Nas Figura 3.11 e Figura 3.12 estão representadas os modos de rotura considerados satisfatórios e não - satisfatórios, respectivamente.

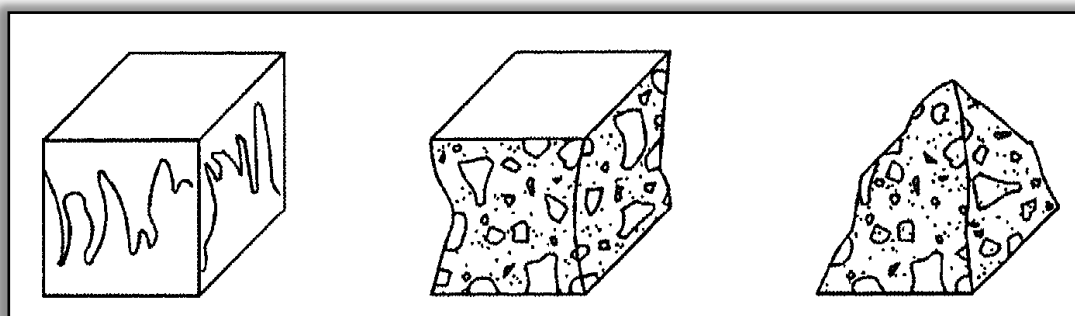


Figura 3.11. Modos de rotura satisfatórios para provetes cúbicos segundo a norma NP EN 12390-3.

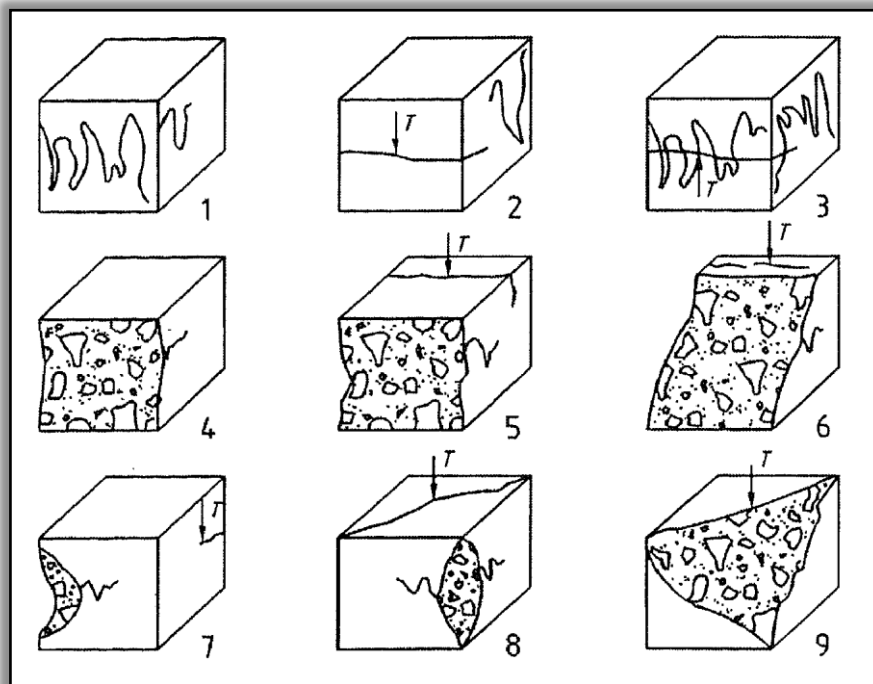


Figura 3.12. Modos de rotura não-satisfatórios para provetes cúbicos segundo a norma NP EN 12390-3.

Os provetes cúbicos, quando testados em compressão, são colocados na máquina de ensaios à compressão centrados, como se mostra na Figura 3.13. A imagem da Figura 3.13 a) mostra a colocação dos dois pratos auxiliares na base da prensa antes de se realizar o ensaio à compressão para os provetes cúbicos de $100 \times 100 \times 100$ [mm³], a imagem da Figura 3.13 b) mostra o provete cúbico de $150 \times 150 \times 150$ [mm³] colocado na prensa.



a)



b)

Figura 3.13. Colocação dos provetes cúbicos na prensa para o ensaio à compressão: a) provete cúbico de $100 \times 100 \times 100$ [mm³] e b) provete cúbico de $150 \times 150 \times 150$ [mm³].

Nas imagens da Figura 3.14 a) e b) mostram-se os provetes cúbicos durante e após os ensaios à compressão, respectivamente.



Figura 3.14. Modos de rotura exibido pelos provetes cúbicos em ensaios de compressão: a) durante o ensaio à compressão e b) após o ensaio à compressão.

Visualizando as imagens da Figura 3.14 pode verificar-se que a rotura se dá com a formação de um prisma, correspondendo à face superior e inferior do provete que estão a ser carregadas em compressão. Este comportamento e modo de rotura enquadram-se no estipulado na literatura e, nomeadamente, na norma NP EN 12390-3 (2003). Assim, assume-se como um modo de rotura satisfatório. É de salientar que todos os provetes cúbicos testados à compressão romperam segundo modos de rotura idênticos ao que se mostra nas imagens da Figura 3.14.

3.4.2 Ensaio a temperaturas elevadas

Para estudar o comportamento residual do betão foram efectuados ensaios dos provetes ao fogo. Estes ensaios realizaram-se no Laboratório de Estruturas e Resistência ao Fogo (LERF) do Departamento de Engenharia Civil, destinados a avaliar o comportamento a altas temperaturas dos materiais (Lopes et al., 2008). Estes ensaios seguem de uma forma geral as recomendações de escrita da norma espanhola UNE-EN 1363-1 (2000). As propriedades residuais do betão após incêndio, foram assim determinadas através dos resultados de ensaios à compressão, depois de os provetes serem submetidos a elevadas temperaturas.

O forno utilizado apresenta dimensões em planta de 3,1x1,0 metros e altura de 3,1 metros e atinge temperaturas na ordem de 1200°C.

3.4.2.1 Métodos utilizados para instalação da amostra de ensaio

Os provetes foram colocados no chão do forno. Depois de observado nos primeiros três ensaios que detritos de betão danificaram ligeiramente a base do forno, foi utilizada uma lâ de vidro para proteger essa mesma base nos restantes ensaios (como se pode observar nas Figuras 3.18 e 3.19).

3.4.2.2 Programa experimental dos ensaios ao fogo

O programa experimental dos ensaios ao fogo realizados encontram-se na Tabela 3.1.

3.4.2.3 Detalhes de acondicionamento da amostra a ensaiar

No ensaio 1 os cubos foram colocados em três filas. Três cubos ficaram em frente de um dos queimadores, como se pode observar na Figura 3.15. No ensaio 2 os cubos foram colocados em duas filas, evitando a exposição próxima dos queimadores, como se ilustra Figura 3.16. No ensaio 3 os cubos voltaram a ser colocados em três filas (ver Figura 3.17). Foram também testados dois cubos de 150x150x150 [mm³]. No ensaio 4 os cubos voltaram a ser colocados em três filas. Foram também testados quatro cubos de 150x150x150 [mm³]. No ensaio 5 os cubos voltaram a ser colocados em três filas. Foram também testados três cubos de 150x150x150 [mm³]. Para proteger a base do forno colocou-se nos últimos dois ensaios um pano de lâ de vidro (ver Figuras 3.18 e 3.19).

3.4.2.4 Relativamente à direcção em que a amostra foi testada

Tentou-se colocar os provetes de betão distribuídos simetricamente pelo forno, assim não foi necessária nenhuma consideração em relação à direcção em que os provetes foram testados (ver Figuras 3.15, 3.16, 3.17, 3.18 e 3.19). O espaçamento médio entre os provetes, nos diversos ensaios, não foi sempre o mesmo.

Tabela 3.1. Programa experimental dos ensaios ao fogo realizados

Temperatura de exposição (°C)	Misturas	Quantidades e dimensões dos provetes
20°C e 200°C	AM2 (0%, 20% e 30% MC)	3 provetes de cada mistura de dimensões 100x100x100 [mm ³]
	AM3 (0%, 20% e 30% MC)	3 provetes de cada mistura de dimensões 100x100x100 [mm ³]
	AM4 (20% MC)	3 provetes de dimensões 100x100x100 [mm ³]
	AM5 (20% MC)	3 provetes de dimensões 100x100x100 [mm ³]
	AM6 (20% MC)	3 provetes de dimensões 100x100x100 [mm ³]
20°C e 400°C	AM2 (0%, 20% e 30% MC)	3 provetes de cada mistura de dimensões 100x100x100 [mm ³]
	AM3 (0%, 20% e 30% MC)	3 provetes de cada mistura de dimensões 100x100x100 [mm ³]
	AM4 (20% MC)	3 provetes de dimensões 100x100x100 [mm ³]
	AM5 (20% MC)	3 provetes de dimensões 100x100x100 [mm ³]
	AM6 (20% MC)	3 provetes de dimensões 100x100x100 [mm ³]
20°C e 600°C	AM2 (0%, 20% e 30% MC)	3 provetes de cada mistura de dimensões 100x100x100 [mm ³]
	AM3 (0%, 20% e 30% MC)	3 provetes de cada mistura de dimensões 100x100x100 [mm ³]
	AM4 (20% MC)	3 provetes de dimensões 100x100x100 [mm ³]
	AM5 (20% MC)	3 provetes de dimensões 100x100x100 [mm ³]
	AM6 (20% MC)	3 provetes de dimensões 100x100x100 [mm ³]
	AM7 (40% MC)	3 provetes de dimensões 100x100x100 [mm ³]
	AM8 (20% MC)	2 provetes de dimensões 150x150x150 [mm ³]
20°C e 800°C	AM2 (0%, 20% e 30% MC)	3 provetes de cada mistura de dimensões 100x100x100 [mm ³]
	AM3 (0%, 20% e 30% MC)	3 provetes de cada mistura de dimensões 100x100x100 [mm ³]
	AM4 (20% MC)	3 provetes de dimensões 100x100x100 [mm ³]
	AM5 (20% MC)	3 provetes de dimensões 100x100x100 [mm ³]
	AM6 (20% MC)	3 provetes de dimensões 100x100x100 [mm ³]
	AM7 (40% MC)	3 provetes de dimensões 100x100x100 [mm ³]
	AM8 (20% MC)	1 provete de dimensões 150x150x150 [mm ³]
	AM8 (30% MC)	2 provetes de dimensões 150x150x150 [mm ³]
20°C e 400°C	AM2 (0%, 20% e 30% MC)	3 provetes de cada mistura de dimensões 100x100x100 [mm ³]
	AM3 (0%, 20% e 30% MC)	3 provetes de cada mistura de dimensões 100x100x100 [mm ³]
	AM4 (20% MC)	3 provetes de dimensões 100x100x100 [mm ³]
	AM5 (20% MC)	3 provetes de dimensões 100x100x100 [mm ³]
	AM6 (20% MC)	3 provetes de dimensões 100x100x100 [mm ³]
	AM7 (40% MC)	3 provetes de dimensões 100x100x100 [mm ³]
	AM8 (20% MC)	2 provetes de cada mistura de dimensões 150x150x150 [mm ³]



Figura 3.15. Provetes de betão ensaiados no Ensaio 1 (200°C).



Figura 3.16. Provetes de betão ensaiados no Ensaio 2 (400°C).



Figura 3.17. Provetes de betão ensaiados no Ensaio 3 (600°C).



Figura 3.18. Provates de betão ensaiados no Ensaio 4 (400°C).



Figura 3.19. Provates de betão ensaiados no Ensaio 5 (800°C).

3.4.2.5 Relativamente à posição dos termopares, às medições da pressão e deformação

O controlo da temperatura no forno foi efectuado com as medições de temperatura pelos termopares do forno com a distribuição apresentada na Figura 3.20. Foram activados apenas os termopares L12, L13 e L14, com o objectivo de se conseguir um melhor controlo das temperaturas junto ao provates. Os termopares utilizados suportam as temperaturas que o forno consegue atingir, são revestidos em aço inoxidável.

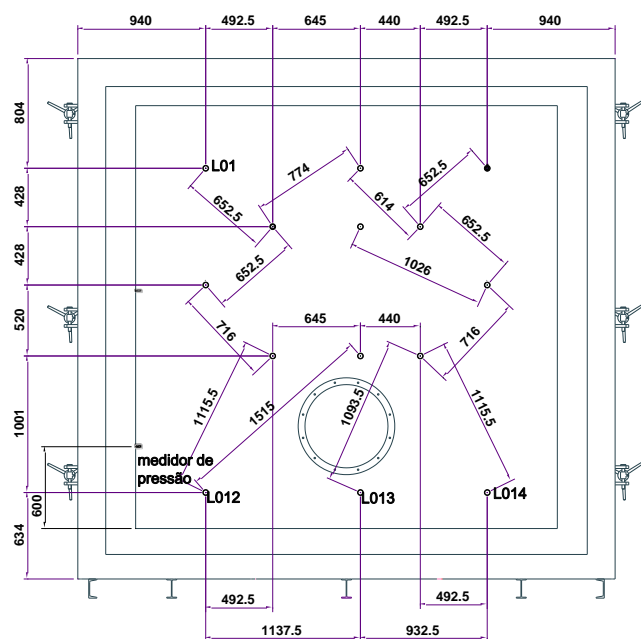


Figura 3.20. Termopares do forno e do medidor de pressão.

O estado de pressão durante o ensaio foi medido pelo medidor de pressão instalado no forno, ver Figuras II.2, II.4, II.6, II.8 e II.10 do Apêndice II.

3.4.2.6 A temperatura ambiente no laboratório no começo do ensaio

A temperatura ambiente no laboratório no início do ensaio 1 era de 19,8°C, no ensaio 2 de 18,3°C, no ensaio 3 de 21,7°C, no ensaio 4 de 19,8°C e no ensaio 5 de 20,9°C.

3.4.2.7 Condições de pressão em relação à posição ocupada pela amostra de ensaio

Dentro do forno foi imposto para todos os ensaios o valor de 0.85Pa à altura do medidor de pressão do forno, provocando uma pressão negativa de -0.42Pa na zona onde estavam acomodados os provetes, e uma pressão neutra a 500mm do nível do chão do forno. Esta pressão foi imposta para não variar muito da situação ambiental inscrita.

3.4.2.8 Curva de temperatura/tempo imposta durante o ensaio e temperaturas atingíveis

Todos os ensaios dos provetes foram executados no LERF da Universidade de Aveiro. A curva do fogo seguiu os padrões estabelecidos pela *International Organization for Standardization* (ISO) 834. A variação de temperatura está definida pela Equação (3.2). Após duas horas a temperatura alcança 1049°C, e após 4 horas a temperatura alcança 1153°C, segundo as indicações do gráfico da Figura 3.21.

Esta equação encontra-se também definida no Eurocódigo 1-Parte 1-2 (2002) e poderá ser utilizada para a simulação de um incêndio, permitindo a determinação e a comparação da resistência ao fogo em estruturas.

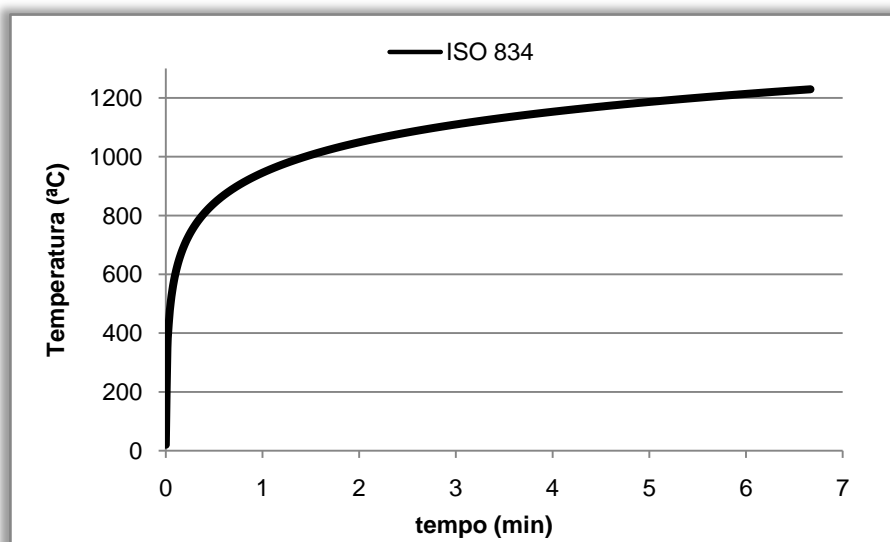


Figura 3.21. Curva nominal de incêndio padrão ISO 834.

Foram realizados cinco ensaios diferentes com o objectivo de se testarem os provetes de betão a quatro diferentes temperaturas (200, 400, 600 e 800°C) durante 30 minutos, e novo ensaio a 400°C durante 60 minutos.

$$T = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (3.2)$$

Em que t é o tempo em minutos e T a temperatura média de todos os termopares activos.

Dentro do forno, durante o ensaio 1, o valor da temperatura média de todos os termopares activos foi imposto pela curva resultante da expressão da curva ISO834 (3.2) até ao momento em que se atingisse 200°C.

A temperatura de 200°C foi atingida ao fim de um minuto do início do ensaio e manteve-se constante durante 30 minutos. Seguidamente no término do ensaio procedeu-se ao arrefecimento à temperatura ambiente.

Dentro do forno, durante o ensaio 2, o valor da temperatura média de todos os termopares activos foi imposto pela curva resultante da expressão da curva ISO834 (3.2) até ao momento em que se atingisse 400°C. A temperatura de 400°C foi atingida ao fim de dois minutos do início do ensaio e manteve-se constante durante 30 minutos. Seguidamente no término do ensaio procedeu-se ao arrefecimento à temperatura ambiente.

Dentro do forno, durante o ensaio 3, o valor da temperatura média de todos os termopares activos foi imposto pela curva resultante da expressão da curva ISO834 (3.2) até ao momento em que se atingisse 600°C. A temperatura de 600°C foi atingida ao fim de seis minutos do início do ensaio e manteve-se constante durante 30 minutos. Seguidamente no término do ensaio procedeu-se ao arrefecimento.

Dentro do forno, durante o ensaio 4, o valor da temperatura média de todos os termopares activos foi imposto pela curva resultante da expressão da curva ISO834 (3.2) até ao momento em que se atingisse 400°C. A temperatura de 400°C foi atingida ao fim de dois minutos do início do ensaio e manteve-se constante durante 60 minutos. Seguidamente no término do ensaio procedeu-se ao arrefecimento.

Dentro do forno, durante o ensaio 5, o valor da temperatura média de todos os termopares activos foi imposto pela curva resultante da expressão da curva ISO834 (3.2) até que se atingisse 30 minutos. A temperatura de 800°C foi atingida ao fim de vinte e três minutos do início do ensaio e seguiu-se com a mesma curva até se atingirem 30 minutos, o que correspondeu a uma temperatura máxima de 842°C. Seguidamente no término do ensaio procedeu-se ao arrefecimento.

3.4.2.9 Verificação das tolerâncias da curva temperatura/tempo, das condições de pressão e da temperatura ambiente do laboratório

No interior do forno as temperaturas medidas pelos termopares activos apresentaram uma boa concordância quando comparados com a curva imposta, (ver Figuras II.1, II.3, II.5, II.7 e II.9 do Apêndice II).

As condições de pressão durante o ensaio, após os 5 minutos iniciais, não variaram mais de $\pm 1\text{Pa}$ do valor imposto de 0.85Pa , como se poderá observar no gráfico das Figuras II.2, II.4, II.6, II.8 e II.10 do Apêndice II.

3.4.2.10 Tabelas e gráficos de todos os dados obtidos

No Apêndice II apresentam-se os gráficos obtidos para as temperaturas lidas pelos termopares (designados L012, L013, L014) e a pressão no interior do forno nos 5 ensaios.

Depois de efectuados os ensaios ao fogo, foram elaborados testes à resistência à compressão dos provetes após 7 dias desta data de ensaio ao fogo. Os provetes após o ensaio foram armazenados numa câmara com 60% de humidade relativa. Estes resultados serão apresentados no capítulo seguinte.

4. Caracterização das propriedades residuais do betão de cal hidráulica e metacaulino

Efectua-se a caracterização residual do betão de cal hidráulica, com base nos resultados dos ensaios de resistência à compressão dos provetes cúbicos. Apresentam-se e discutem-se os resultados.

4.1 Introdução

A exposição do betão a elevadas temperaturas, não deixa de ser então, a última e a principal abordagem para este trabalho. Quando exposto a elevadas temperaturas, o betão sofre mudanças na sua composição química, estrutura física e quantidade de água. Tais mudanças ocorrem tanto na pasta de cimento endurecida como nos agregados. Altas temperaturas, de uma maneira geral, provocam perda gradual da água evaporável do betão e reacções químicas de desidratação da pasta de cimento e conversão do hidróxido de cálcio em óxido de cálcio (Velasco, 2002).

No capítulo anterior descreveram-se os materiais e a metodologia de ensaios realizados aos provetes cúbicos de betão com cal hidráulica e metacaulino. Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados dos ensaios experimentais realizados sobre estes provetes com o objectivo de caracterizar o comportamento residual deste material.

4.2 Influência do metacaulino à temperatura ambiente

Na Figura 4.1 encontram-se os valores da resistência à compressão para as três primeiras amassaduras, para 28 e 90 dias de idade. A primeira amassadura (AM1) foi realizada com o metacaulino MCA e as amassaduras AM2 e AM3 correspondem à adição de um novo metacaulino, MCB. Para cada amassadura foram realizadas misturas com 0%, 20% e 30% MC. Estes resultados permitem analisar a evolução da resistência à compressão com a mesma idade em função do metacaulino na mistura (MCA ou MCB) e comparar a influência da quantidade de metacaulino adicionado.

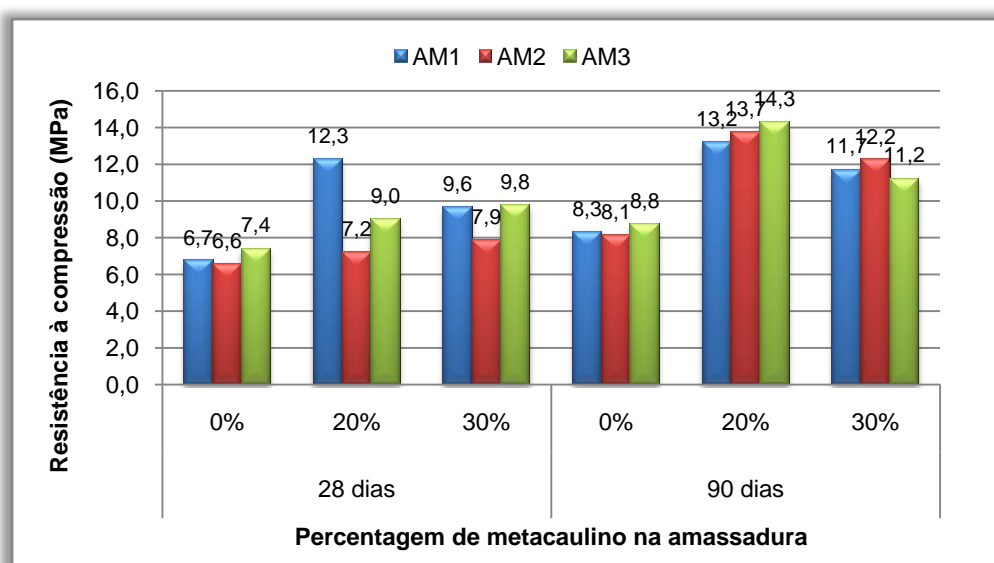


Figura 4.1. Resultados da resistência à compressão simples de amassaduras para o metacaulino MCA (AM1) e MCB (AM2 e AM3) aos 28 e 90 dias.

Analisando o gráfico da Figura 4.1 pode verificar-se que, como seria de esperar, os provetes com adição de 20% MCA apresentam melhores resultados aos 28 dias comparativamente com as misturas de 0% e 30% MC. Pelo contrário, os valores da resistência à compressão para os provetes com metacaulino MCB mostram resultados idênticos, mas há tendência para melhores resultados para a mistura com 30% MC.

Aos 90 dias de idade a resistência à compressão dos provetes apresenta claramente melhores resultados para misturas com 20% MC, assumindo valores de 13,2 MPa para a primeira amassadura (MCA) e 13,7 MPa e 14,3 MPa para amassaduras com MCB.

Uma vez que os resultados da resistência à compressão para as amassaduras 2 e 3 foram inconclusivos para 28 dias de idade, e como eram conhecidos melhores

resultados para misturas com 20% MC produziram-se adicionalmente, misturas com 20%, 40% e 50% MC e obtiveram-se os resultados apresentados na Figura 4.2.

Nos gráficos das figuras seguintes representam-se os resultados da resistência à compressão de todas as composições de betão em estudo em função da idade (28 dias e 90 dias) (Figura 4.2) e a evolução da resistência à compressão em função das amassaduras para 28 e 90 dias (Figura 4.3).

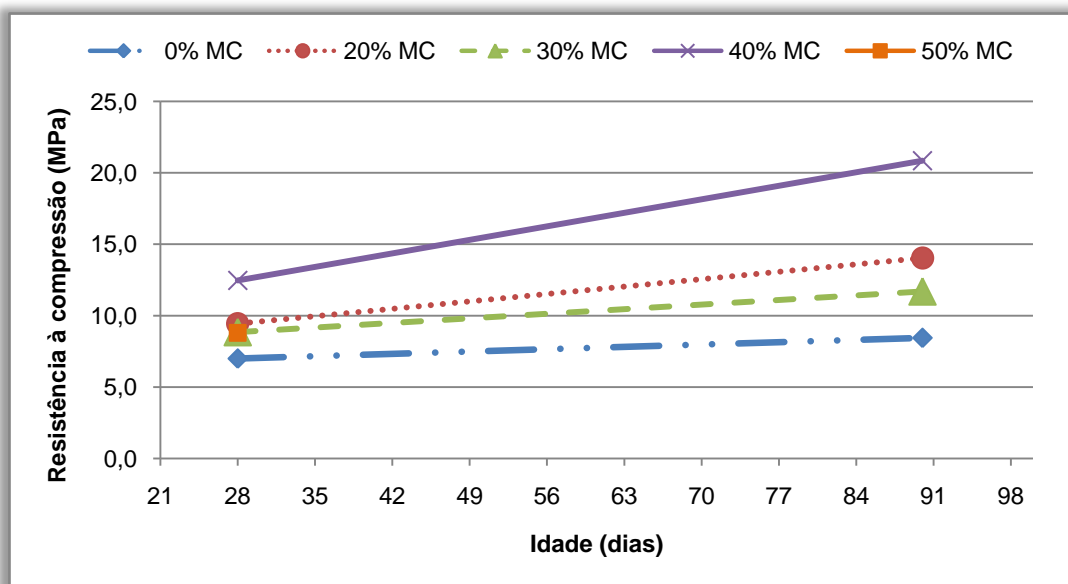


Figura 4.2. Resultados da resistência à compressão em função da idade para o betão em estudo.

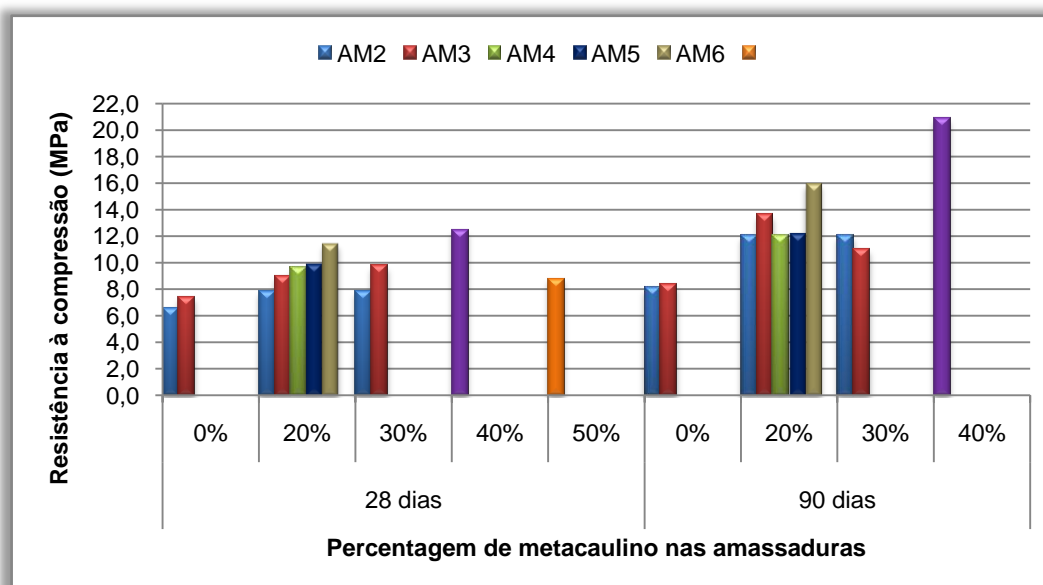


Figura 4.3. Resultados da resistência à compressão para todas as amassaduras realizadas aos 28 dias de idade.

Analisando o gráfico da Figura 4.2 pode observar-se algumas alterações nos resultados, comparativamente à Figura 4.1, verificando-se melhores resultados para a composição com 40% MC. Obtiveram-se também melhores resultados para misturas com 20% MC comparativamente a 30 % MC, contrariamente aos resultados apresentados para as primeiras amassaduras (descrito na Figura 4.1). De uma forma genérica verifica-se uma tendência para a melhoria da performance dos provetes de betão com 40% MC, em termos de resistência à compressão e uma clara diminuição para a mistura com 50% MC. Como seria de prever, os provetes de betão com adição de metacaulino apresentam tensões de rotura à compressão crescentes com a idade do betão.

Na Figura 4.3 está representada a evolução da resistência à compressão para todas as amassaduras realizadas para 28 e 90 dias. Podemos observar que existe um crescimento da resistência à compressão à medida que se vão concebendo as amassaduras; a resistência à compressão é máxima para cubos com 40% MC e os melhores resultados foram obtidos para os provetes de betão com 20% e 40% MC.

Para a mistura com 20% MC realizaram-se cinco amassaduras, mais três que para as misturas de 0% e 30% e obteve-se resultados sempre crescentes da resistência.

No gráfico da Figura 4.4 estão representadas as variações da resistência à compressão de cada uma das amassaduras confeccionadas em função da percentagem de metacaulino adicionado.

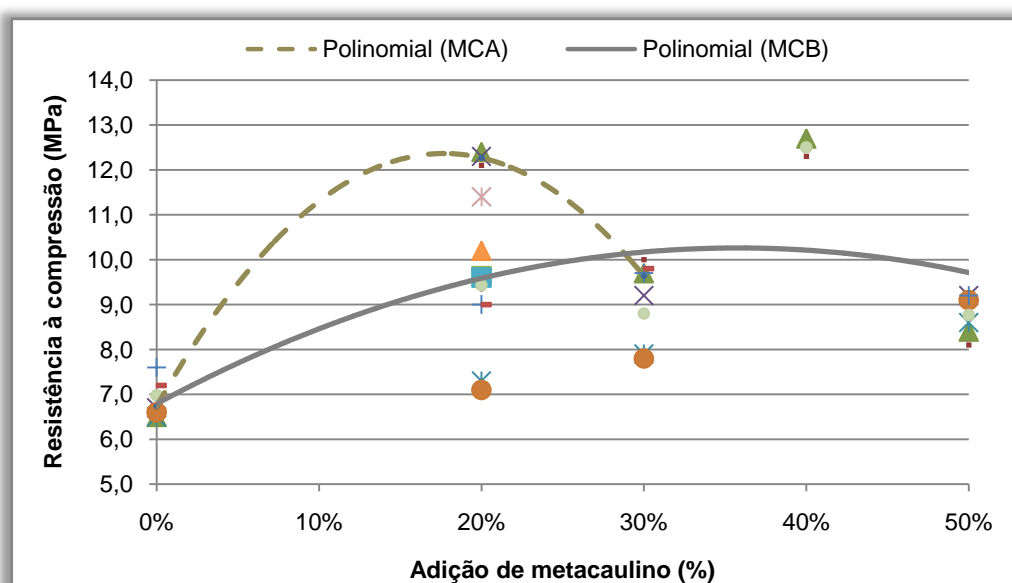


Figura 4.4. Variação da resistência à compressão com a percentagem de metacaulino.

Analisando o gráfico da Figura 4.4, verifica-se que existe uma tendência evidente para o aumento da resistência à compressão com a adição de metacaulino. Assumindo para os dois tipos de metacaulino utilizado, uma regressão polinomial da resistência à compressão em função da percentagem de metacaulino (ver regressão polinomial da Figura 4.4), observa-se, analisando a curva de tendência do MCA, que existe uma tendência clara para melhores resultados da resistência à compressão para a mistura com 20% de MC, uma vez que há um pico para este valor, tal como os resultados obtidos anteriormente por Santos, et al. (2007). Em contrapartida, analisando a curva referente ao MCB, a regressão linear apresenta uma curva tendencialmente crescente, o que permite concluir que há tendência para melhores resultados para a mistura com 40%.

Analisando os resultados apresentados nas Tabelas III.9, III.10 e III.11 do Apêndice III (tabela com os resultados da resistência à compressão, respectivas médias e desvio-padrão dos provetes ensaiados), verifica-se que os valores da resistência à compressão apresentam alguma dispersão, característica inerente deste tipo de materiais. Porém, são considerados representativos uma vez que o desvio-padrão para os provetes de betão estudados se encontra significativamente abaixo do valor 1,5 (classificação do padrão de controle dos betões com resistências até 35 MPa de acordo com o ACI 214-77)

Os resultados da resistência à compressão para cubos de 100x100x100 [mm³] e 150x150x150 [mm³] realizados com a mesma amassadura estão apresentados nas figuras seguintes. Nas Figuras 4.5 e 4.6 encontram-se os resultados referentes às amassaduras com 0% e 20% MC, respectivamente.

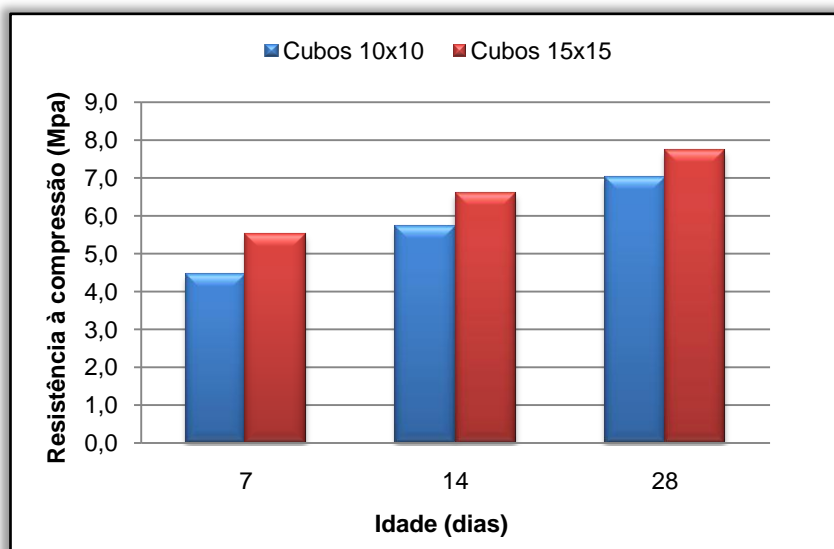


Figura 4.5. Resultados da resistência à compressão para cubos de 100x100x100 [mm³] e 150x150x150 [mm³] realizados com a mesma amassadura para 0% MC.

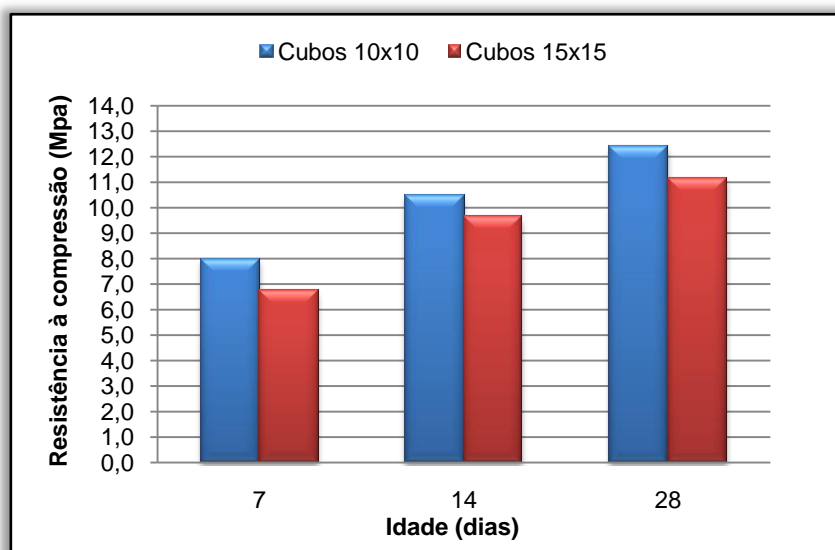


Figura 4.6. Resultados da resistência à compressão para cubos de 100x100x100 [mm³] e 150x150x150 [mm³] realizados com a amassadura de 20% MC.

Relativamente aos resultados da resistência à compressão para os cubos de 150x150x150 [mm³] em função da idade do betão, verifica-se para a amassadura com 20% MC (Figura 4.6) melhores resultados comparativamente aos cubos de dimensões 100x100x100 [mm³]. Em contrapartida, para a amassadura com 0% MC (Figura 4.5) obtiveram-se resultados contrários. Para os dois casos existe uma variação da resistência à compressão em função da idade, mas dever-se-ia ter obtido maior resistência à compressão para os provetes com dimensões menores também para a

amassadura com 0% MC. Tal facto pode ter-se verificado devido a vários factores: (i) a amostragem analisada foi reduzida (três provetes por ensaio), condicionando assim a análise dos resultados; (ii) o betão é um material heterogéneo que por si só conduz a uma elevada dispersão de resultados, (iii) a granulometria dos materiais constituintes do betão confeccionado é grande comparativamente aos moldes onde o betão foi betonado, o que proporcionou uma difícil compactação; (iv) a descofragem dos moldes dos provetes de dimensões 100x100x100 [mm³] não foi perfeita, o que causou algumas danificações à base dos provetes e (v) a máquina utilizada nos ensaios da resistência à compressão apesar de ser calibrada anualmente, requer alguma sensibilidade do utilizador, o que proporciona alguns erros. Consequentemente os resultados da amassadura com 0% MC devem ser rejeitados, por se considerarem atípicos. Todos os resultados referentes à amassadura de 20% MC devem ser considerados válidos.

Nos gráficos das Figuras 4.7 e 4.8 estão representadas as variações da resistência à compressão de cada uma das amassaduras confeccionadas para as percentagens 0%, 20% e 30% de metacaulino adicionado em função da massa dos provetes em kg.

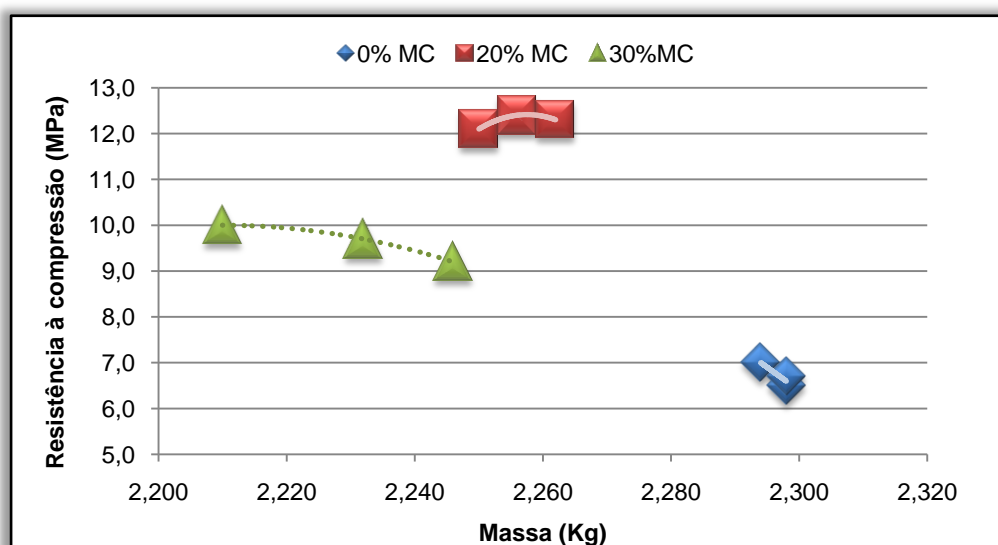


Figura 4.7. Variação da resistência à compressão em função da massa dos provetes ensaiados para o metacaulino MCA.

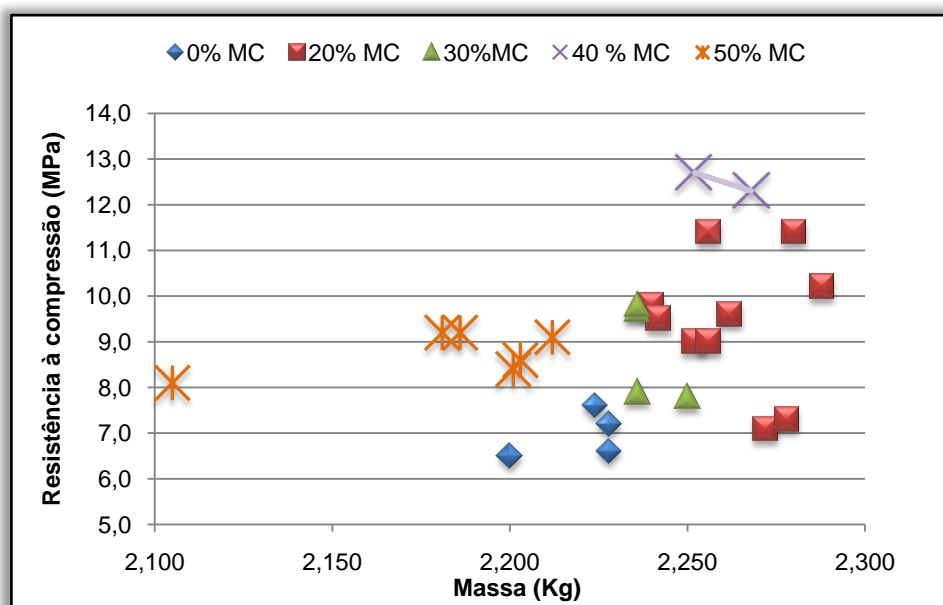


Figura 4.8. Variação da resistência à compressão em função da massa dos provetes ensaiados para o MCB.

Com base nos resultados do gráfico das Figuras 4.7 e 4.8, verificou-se uma tendência clara para a melhoria da performance dos provetes de betão com adição de 20% de MC em termos de resistência à compressão. Pode observar-se também que estes provetes apresentam valores de massa (em kg) superiores, comparativamente aos restantes provetes. Este facto só é evidente para o metacaulino MCB (Figura 4.8). Para o MCA os provetes de betão que apresentam valores superiores de massa (kg) para 0% MC, contrariamente aos fabricados com MCB.













Os resultados obtidos são muitos dispersos, não permitindo obter conclusões claras relativamente à relação entre massas e percentagem de MC. Se desenhassemos uma regressão linear de todos os pontos deste gráfico, seria visível uma linha de tendência crescente.

No entanto, em todas as análises realizadas no âmbito deste trabalho, deverá estar presente que a amostragem é reduzida. Em termos de viabilidade, verificou-se que os provetes de betão com metacaulino possuem níveis de resistências aceitáveis e os provetes de betão fabricados com o metacaulino antigo conduzem a melhores resultados.

4.3 Resultados dos ensaios realizados com provetes de betão a elevadas temperaturas

4.3.1 Análise visual dos provetes após ensaio ao fogo

Tabela 4.1. Fotografias dos provetes de betão após exposição a elevadas temperaturas em função da percentagem de metacaulino.

% MC T (°C)	0% MC	20% MC	30% MC
200°C			
400°C			
600°C			
842°C			

Na Tabela 4.1 é visível a alteração de algumas propriedades nos provetes de betão em função da temperatura de ensaio. Observa-se a partir de 400°C o aparecimento de *spalling* no betão, sendo ainda pouco significativo para esta temperatura. Este comportamento é bem visível para temperaturas superiores a 400°C, observando-se elevado *spalling* para 800°C. Durante os ensaios observou-se alguma fissuração dos provetes, este efeito foi cada vez mais evidente à medida que a temperatura aumentou.

A mudança de cor é notória para 600°C, surgindo o aparecimento de cor rosa na superfície do betão a partir desta temperatura.

Nas Tabelas IV.17, IV.18, IV.19, IV.20 do Apêndice IV encontram-se as fotos dos provetes cúbicos de betão de CH e MC para cada um dos ensaios realizados, respectivamente, 200, 400, 600 e 800°C.

4.3.2 Resultados da Resistência à compressão residual

Na Figura 4.9 estão representados os resultados da resistência à compressão residual dos provetes de betão de cal hidráulica e MC ensaiados nos diversos ensaios ao fogo, e a curva representativa da relação da resistência à compressão para betões normais com agregados calcários para várias temperaturas, de acordo com o EC 2:1-2 (2004). A mancha a azul representa a curva da tensão residual de rotura à compressão (curva do CEB nº 208 (CEB, 1991)), resultante de várias experiências de betões sujeitos a várias temperaturas, condicionados a um arrefecimento brusco.

Os resultados da tensão residual da rotura à compressão do betão são apresentados nas Tabelas III.12, III.13, III.14, III.15 e III.16 do Apêndice III. Nestas tabelas encontram-se também os valores da tensão de rotura média à compressão, desvios-padrão, para cada tipo de betão em estudo ao valor de referência 20°C e à temperatura atingida. A última coluna da tabela correspondente à relação fogo/sem fogo para a mesma data.

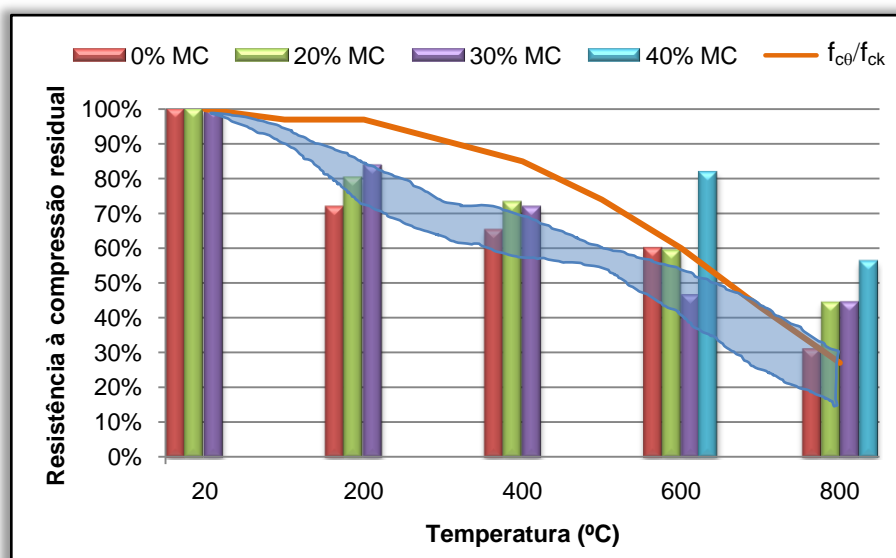


Figura 4.9. Variação da resistência à compressão residual dos provetes de betão em função da temperatura, para as percentagens de metacaulino utilizadas.

Da análise dos valores obtidos verifica-se que a resistência à compressão residual, é na maior parte das situações superior para os provetes com 20% e 40% MC.

Para 200°C foram ensaiados provetes com 0%, 20% e 30% de MC, registando-se melhores resultados da resistência à compressão para os provetes com 30% MC. Assim para misturas com 0%, 20% e 30%, obteve-se valores da resistência à compressão residual referidos ao valor de referência (20°C) respectivamente de 72,1%, 80,4% e 83,9%, estes valores vão de encontro aos obtidos à temperatura ambiente.

Para 400°C foram ensaiados provetes com as mesmas percentagens de MC que 200°C, e foram observados melhores resultados da resistência à compressão para os provetes com 20% MC. Assim o valor obtido para a mistura com 20% foi 73,4%, pouco superior a 30% que correspondeu a 72,1% e para a mistura de 0% obteve-se o valor da resistência à compressão residual referido ao valor de referência (20°C) de 65,5%.

No ensaio realizado a 600°C acrescentou-se provetes com 40% MC e verificou-se algumas alterações em relação aos ensaios anteriores. Em geral, observou-se o aparecimento de *spalling* e de fissuras mais profundas nos provetes de betão ensaiados. Os resultados de resistência à compressão residual foram elevados para os provetes com 40% MC, comparativamente aos restantes, registando-se 82%. Para os provetes com 0%, 20% e 30% obtiveram-se valores de 60,3%, 59,6% e 46,8%, respectivamente.

Este comportamento mostra que os provetes de betão com cal hidráulica e 40% MC resistem bem à temperatura de 600°C.

A 842°C foram ensaiados novamente os provetes de betão com as quatro percentagens em estudo. Para esta temperatura observou-se um declínio mais acentuado para os provetes de betão com 0% MC e 40% MC. Assim, para 0% MC obteve-se valores da resistência à compressão residual da ordem de 31,4% e para 40% MC obteve-se 56,6%, bastante inferiores aos resultados obtidos para 600°C. Os provetes de betão com 20% e 30% MC comportaram-se de forma idêntica, resistindo 44,7% e 44,8%, respectivamente referidos ao valor de referência.

A curva representada no gráfico da Figura 4.9 descreve os valores do parâmetro $f_{c,\theta}/f_{ck}$ (relação da resistência à compressão para betões normais com agregados calcários a elevadas temperaturas e à temperatura ambiente, de acordo com o EC 2). É visível que os resultados obtidos aproximam-se desta curva para o ensaio de 600°C. Para 200 e 400°C a resistência à compressão residual para os provetes de betão com cal hidráulica e metacaulino é inferior e a partir de 600°C a resistência à compressão residual dos provetes de betão com cal hidráulica é superior, pelo que não se pode obter claras analogias à curva normalizada do betão com agregados calcários em função da temperatura citada no EC 2:1-2 [12].

Da análise do gráfico, verifica-se também que os resultados obtidos aproximam-se em geral, da curva do CEB nº 208. Para os provetes de betão com 40% MC, obteve-se valores superiores da resistência à compressão residual, comparativamente aos limites da curva do CEB (1991).

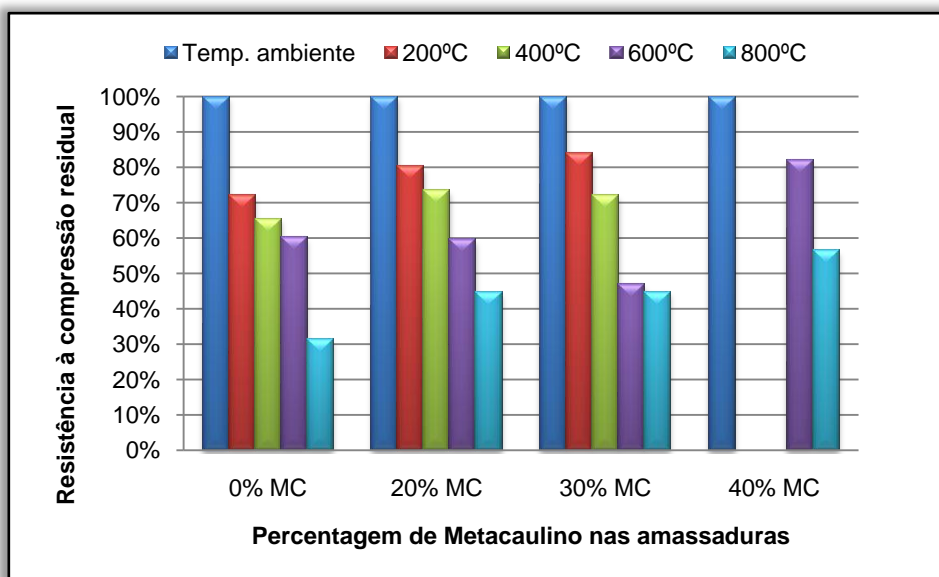


Figura 4.10. Variação da resistência à compressão residual dos provetes de betão em função da percentagem de metacaulino na mistura para todos os ensaios ao fogo realizados.

Na Figura 4.10 estão representados os valores da resistência à compressão residual dos provetes de betão com cal hidráulica em função da percentagem de metacaulino na amassadura para os vários ensaios a elevadas temperaturas. Como era previsto, à medida que a temperatura aumenta os resultados da resistência à compressão residual diminui. Este decréscimo é muito evidente, por exemplo para os provetes com 0% MC, onde se observa uma descida mais acentuada para 800°C. O valor da resistência à compressão residual é relativo ao valor de referência (20°C). Este valor é sempre 100% para provetes à temperatura de 20°C, uma vez que mantém, a sua resistência à compressão máxima.

Para os provetes de betão com 40% MC obtiveram-se bons resultados para as temperaturas a que foram submetidos.

No gráfico da Figura 4.11 pretende-se comparar para cada temperatura a que os provetes foram elevados e para 20% e 30% MC a variação da resistência à compressão residual em função da dimensão dos provetes.

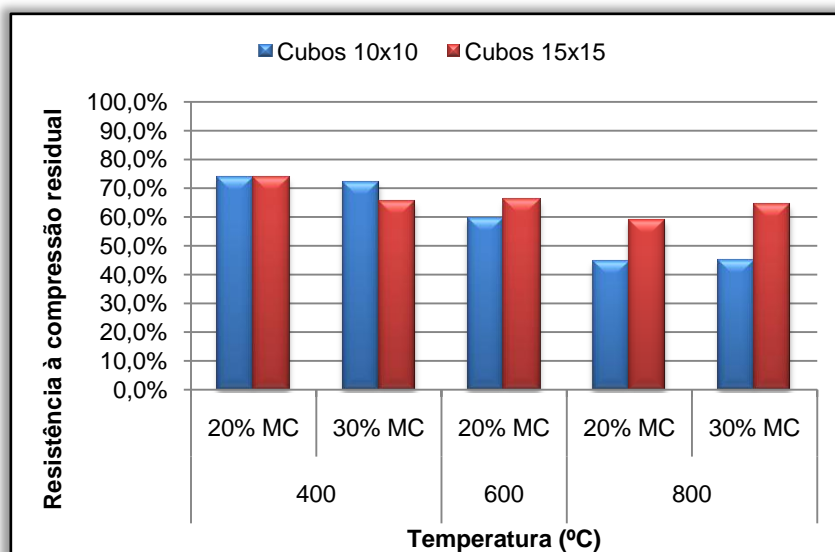


Figura 4.11. Resultados da resistência à compressão residual para cubos de 100x100x100 [mm³] e 150x150x150 [mm³], com 20% e 30% MC a temperaturas compreendidas entre 400°C e 800°C.

Analisando o gráfico da Figura 4.11, observa-se, como já anteriormente referido, que a resistência à compressão residual diminui com a elevação da temperatura. Para o caso do ensaio a 400°C, os valores da resistência à compressão residual apresentam valores semelhantes para cubos de 100x100x100 [mm³] e 150x150x150 [mm³] para os provetes de betão com 20% MC e os cubos de 100x100x100 [mm³] apresentam melhores resultados para 30% MC.

Para 600°C só se realizou ensaios para cubos com 20% MC e obteve-se melhores resultados da resistência à compressão residual para cubos de 150x150x150 [mm³]. Como se pode observar pelo gráfico da Figura 4.11 verifica-se que os valores da resistência à compressão residual são superiores para cubos de dimensões 150x150x150 [mm³]. Este facto vem suportar a ideia de que os valores da resistência à compressão dos cubos grandes e pequenos são considerados muito variáveis e portanto inconclusivos.

No gráfico da figura seguinte, são apresentados os valores da resistência à compressão residual para os dois ensaios realizados à temperatura de 400°C.

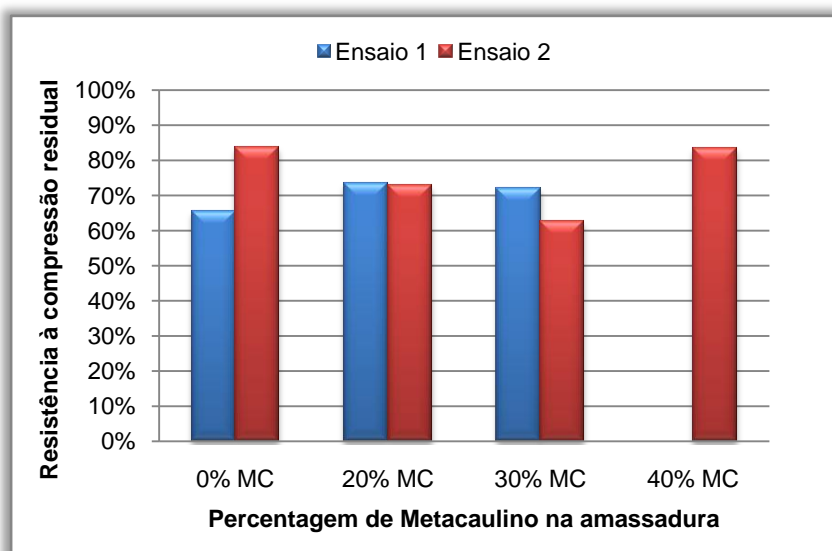


Figura 4.12. Resultados da resistência à compressão residual para os dois ensaios realizados a 400°C em função da percentagem de metacaulino.

Com base no gráfico da Figura 4.12 observa-se alguma disparidade de resultados, particularmente para os provetes de betão com 0% e 30% MC, pelo que não há claras tendências para se poder concluir que a resistência à compressão residual para a temperatura de 400°C é idêntica.

Devido ao maior número de ensaios realizados para provetes cúbicos de dimensão 100x100x100 [mm³], os resultados dos ensaios são mais representativos que os realizados sobre os provetes cúbicos de dimensão 150x150x150 [mm³].

4.3.3 Discussão dos Resultados obtidos

De uma forma geral, os resultados experimentais obtidos neste estudo são coerentes com o comportamento previsto para o betão de cal hidráulica e metacaulino ao fogo.

Pode-se constatar que, como seria de esperar, à medida que a temperatura de exposição aumenta, a resistência à compressão residual do betão diminui. Com base em avaliações requeridas neste estudo e também em estudos realizados por outros investigadores, verifica-se que existem vários factores que influenciam esta propriedade, tais como: (i) as dimensões dos provetes; (ii) o tempo de exposição a elevadas temperaturas; (iii) as condições de arrefecimento; (iv) as propriedades dos agregados que constituem o betão; (v) a humidade contida nos provetes de betão antes do ensaio ao fogo; entre outros.

Com o intuito de comparar os resultados obtidos neste trabalho, com outros anteriores, podem retirar-se as seguintes conclusões:

- Relativamente aos ensaios realizados para as várias temperaturas, obtiveram-se valores da resistência à compressão residual do betão de cal hidráulica semelhantes aos resultados já obtidos para outros tipos de betão estudados.
- Em geral, a resistência à compressão residual aumentou com a adição de MC, excepto para o ensaio de 600°C, onde se obteve piores resultados para betões com 30% MC. Estes resultados contrariam os resultados obtidos por Poon (2003), onde a partir de 400°C observou-se um decrescimento da resistência à compressão residual com a adição de MC.
- Uma vez que os agregados utilizados no betão em estudo foram de natureza calcária é de elevado interesse comparar os resultados obtidos com os descritos no EC 2:1-2 (2004). Assim, é visível que os resultados obtidos aproximam-se desta curva para a temperatura de 600°C. Até 400°C os valores da resistência à compressão residual dos provetes de betão com cal hidráulica e metacaulino apresentam valores inferiores e a partir de 600°C a resistência à compressão residual dos provetes de betão com cal hidráulica apresenta valores superiores. Estes resultados podem ser perceptíveis no gráfico da Figura 4.9.
- Relativamente às observações na superfície do betão, um dos principais factores causadores do *spalling* é a humidade contida nos provetes de betão (Rodrigues, 1994). Dado que os provetes de betão de cal hidráulica e MC, só foram retirados da camada húmida um dia antes do ensaio ao fogo, julga-se que este factor também foi determinante para as diferenças obtidas para a resistência à compressão residual do betão.
- É evidente um maior aparecimento de *spalling* nos provetes de betão em estudo em função da percentagem de MC adicionado. Este facto também foi confirmado por Poon et al. (2003), nos ensaios realizados aos provetes de betão com MC.
- Em relação à alteração da cor, observada nos provetes de betão, durante os ensaios ao fogo conclui-se que só a partir de 600°C se observa a variação da cor cinzenta para a cor rosada. Estes resultados são diferentes dos obtidos por outros investigadores.

- A acção das temperaturas elevadas provoca uma diminuição da resistência à compressão e de elasticidade do betão e diminuição da resistência à tracção (Rodrigues, 1994).

5. Conclusões e Perspectivas Futuras

Neste capítulo final descrevem-se as principais conclusões do trabalho, com o objectivo de definir as propriedades residuais do betão em estudo e também se apresentam algumas possíveis linhas de desenvolvimento de trabalho futuro.

5.1 Conclusões

Com o trabalho desenvolvido no âmbito desta tese pretendeu-se caracterizar o comportamento do betão com cal hidráulica e metacaulino ao fogo. Na presente secção resumem-se as conclusões mais relevantes do trabalho.

Considerando a variação da tensão de rotura à compressão do betão com cal hidráulica e metacaulino, verificou-se que os provetes de betão exibem valores crescentes da resistência à compressão com a idade.

Em relação à influência do metacaulino no betão ensaiado à temperatura ambiente, os resultados apresentam algumas variações, dependendo do metacaulino utilizado. Com base nos resultados dos ensaios da resistência à compressão dos provetes de betão com MCA, obtiveram-se melhores resultados para a mistura com adição de 20% MC. Em contrapartida, para os provetes de betão com adição de MCB, existe uma tendência evidente para o aumento de resistência à compressão com a adição de MC, atingindo-se melhores resultados para a mistura com adição de 40% MC.

Quando submetidos a várias temperaturas, nota-se grandes mudanças nas propriedades residuais à compressão do betão em estudo. Até 400°C a resistência à compressão residual é de cerca de 70% e para 600 a 800°C a perda de resistência à

compressão dos provetes é mais acentuada, atingindo valores de resistência à compressão residual de aproximadamente 50% e 40%, respectivamente.

Relativamente aos ensaios ao fogo realizados com os provetes de betão de cal hidráulica e 40% MC, obtiveram-se, em geral, bons resultados, assim como para os provetes cúbicos de dimensões 150x150x150 [mm³].

Analisando a superfície dos provetes de betão de cal hidráulica ao fogo observam-se algumas alterações a nível da cor durante os ensaios, particularmente para 600°C, onde surge o aparecimento da cor rosa na superfície do betão. A fissuração é também uma alteração importante visível na superfície do betão à medida que a temperatura aumenta. A partir de 400°C observa-se o aparecimento de *spalling* no betão, apesar de ser ainda pouco significativo. Este comportamento é mais notório para temperaturas superiores a 400°C, observando-se elevado *spalling* para 800°C.

5.2 Perspectivas Futuras

Na sequência do trabalho desenvolvido e dos resultados obtidos, são sugeridas e propostas as seguintes investigações futuras:

- realizar mais amassaduras de betão confeccionado com cal hidráulica e adição de percentagens já utilizadas de metacaulino, com o intuito de aumentar o número de ensaios de resistência à compressão e determinar a dosagem óptima de metacaulino a adicionar na mistura;
- proceder à realização de mais ensaios para a determinação do comportamento deste material, como por exemplo, a resistência à tracção por flexão, a sua deformabilidade e elasticidade, entre outras, com o objectivo de determinar exaustivamente as características;
- testar os provetes à temperatura de 100°C uma vez que é a esta temperatura que a água do betão é absorvida e a desidratação é acelerada;
- realizar ensaios térmicos (DTA e TG), com o intuito de caracterizar cada composto do betão ensaiado após exposição a altas temperaturas e seria também interessante complementar com este trabalho a análise da reactividade pozolânica destes aditivos;

- desenvolvimento de um estudo que avalie a aplicabilidade possível na construção actual, ou seja, o seu comportamento estrutural, o seu comportamento conjunto quando aplicado com outros materiais, como por exemplo o aço após submetido ao fogo;
- proceder à medição da massa dos cubos depois de expostos a altas temperaturas, para se poder avaliar a resistência à compressão com a massa perdida.

6. Bibliografia

ALMEIDA, I. R., "Betões de Alta Resistência e Durabilidade. Composição e Características" Tese de Doutorado, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, pág.740, **1990**.

ARIOZ, OMER "Effects of elevated temperatures on properties of concrete" Fire Safety Journal 42, Elsevier, pág.516-522, **2007**.

AZENHA, MIGUEL ANGELO DIAS, "Comportamento do betão nas primeiras idades. Fenomenologia e análise termo-mecânica", Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, **2004**.

AZENHA, MIGUEL ANGELO DIAS, "Comportamento do betão nas primeiras idades. Fenomenologia e análise termo-mecânica", Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, **2004**.

BAZANT, P. Z., KAPLAN, M. F. "Concrete high temperatures: material properties and mathematical models", England: Longman Group, **1996**.

CEB, "Fire Design of Concrete Structures in Accordance with CEB/FIP Model Code 90," Bulletin d'Information du Comité Euro-International du Béton, nº 208, Lausanne, **1991**.

CHANG, CH, "Study of fired concrete strengthened with confinement. MS thesis", National Chiao Tung University, Hsinchu, Taiwan, **2001**.

CIMPOR, EN 459-1: Ficha Técnica da Cal Hidráulica NHL 5 da Cimpor, (<http://www.cimpor.pt/cache/bin/XPQ8Y5gXX592o6Gsd7bnT7ZKU.pdf>) (acedido em Outubro de **2007**).

COSTA, CARLA N., "O fenómeno do lascamento ("spalling") nas estruturas de concreto armado submetidas a incêndio - uma revisão crítica", Instituto Brasileiro do Concreto – 44º Congresso Brasileiro, **2002**.

COUTINHO, A. SOUSA, GONÇALVES, ARLINDO, "Fabrico e propriedades do betão", Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Vol. I, **1994**.

COUTINHO, A. DE SOUSA, "Fabrico e propriedades do betão", LNEC, Vol. II, **1997**.

COUTINHO, A. DE SOUSA, "Fabrico e propriedades do betão", LNEC, Vol. III, **1995**.

DEJONG, MATTHEU J., ULM, FRANZ-JOSEF, "The nanogranular behavior of C-S-H at elevated temperatures (up to 700°C)", Cement and Concrete Research 37, pág.1-12, **2007**.

EN 196-1: "Solos – Análise Granulométrica", LNEC, **1966**.

EUROCODE 1: "Actions on structures" - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire, **2002**.

EUROCODE 2: "Design of concrete structures" - Part 1-2: General rules - Structural fire design, **2004**.

EUROLIGHTCON: Lwac material properties-state-of-art. Rwl.BE96-3942/R2, **1999**.

EVANGELISTA, ANA, "Avaliação da Resistência do Concreto usando diferentes ensaios não destrutivos", Tese submetida ao corpo docente da coordenação dos programas de pós-graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de doutor em ciências em engenharia civil, Rio de Janeiro, **2002**.

FERREIRA, RUI MIGUEL, "Avaliação de ensaios de durabilidade do betão", Dissertação apresentada à Escola de Engenharia do Minho para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil – Materiais e Reabilitação de Construção, Guimarães, **2000**.

FEUP, http://civil.fe.up.pt/pub/apoio/ano1/CienciaDosMateriais/apontamentos/teorica_20022003/JSC_017a030.pdf (acedido em Outubro de **2007**).

FLETCHER, IAN, et al. "Performance of Concrete in Fire: A review of the state of the art, with a case of the windsor tower fire", Proceedings of the Fourth International Conference on Structures in Fire (SIF'06), **2006**.

GLÜCKLICH, J., "The effect of microcracking on time dependent deformations and the long term strength of concrete", Proc. Inst. Conf. Conc., London, pág.176, **1968**.

HANDOO S.K., AGARWAL S., "Agarwal SK. Physicochemical, mineralogical, and morphological characteristics of concrete exposed to elevated temperatures", Cement and Concrete Research 32, pág.1009–1018, **2002**.

HSU, JH, "Numerical modeling of mechanical properties for reinforced concrete beam exposed to fire", PH.D. thesis, Institute of Mechanical Engineering, Yuan-Ze University, Chungli, Taiwan; **2005**.

JAU, WEN-CHEN, et al., "A study of reinforced concrete corner columns after fire", Cement & Concrete Composites 30, Elsevier, pág.622-638, **2008**.

KODUR, V. K. R., PHAN L., "Critical factors governing the fire performance of high strength concrete systems", Fire Safety Journal 42, Elsevier, pág.482-488, **2007**.

LEA, F.C., STRADLING R., "The resistance to fire of concrete and reinforced concrete", *Engineering*, pág.144 pág.341-344, 380-382, **1922**.

LI, M., QIAN, C.X., SUN, W., "Mechanical properties of high-strength concrete after fire", Cement and Concrete Research 34, pág.1001–1005, **2004**.

LIE TT, ROWE TJ, LIN TD, "Residual strength of fire exposed reinforced concrete columns evaluation and repair of fire damage to concrete", American Concrete Institute; Publication SP 92, pág.153-74, **1984**.

LIN, WEI-MING, LIN, T. D., POWERS-COUCHE, L. J., "Microstructures of fire damaged concrete", ACI Materials Journal, pág.199-205, **1996**.

LNEC, "Verificação da segurança de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado em relação à Acção do fogo", Laboratório de Engenharia Civil, Lisboa, **1990**.

LOPES, N., MORAIS, M., CACHIM P., GUERRA D., "Ensaaios a altas temperaturas de provetes de betão de cal hidráulica", Aveiro, requerido pelo

Departamento de engenharia Civil da Universidade de Aveiro, realizado no LERF da Universidade de Aveiro, Julho de **2008**.

LOURENÇO, LÚCIO, et al., “Betão fibroso de comportamento melhorado ao fogo”, Universidade do Minho, **2006**.

MILENKOVIC, A., Pluis, M., “Fatigue weight concrete and lightweight concrete, **2000**.

NEVILLE, A. M, "Properties of Concrete", Pitman Publishing, London, **1975**.

NP EN 12390-2, “Ensaio do betão endurecido” – Parte 2: Execução e cura dos provetes para ensaios de resistência mecânica, **2003**.

NP EN 12390-3, “Ensaio do betão endurecido” – Parte 3: Resistência à compressão dos provetes de ensaio, **2003**.

NP EN 206-1: “Especificação, desempenho, produção e conformidade”, LNEC, **2005**.

PHAN, L.T., “Fire performance of high-strength concrete: a report of the state-of-the-art”, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, pág 105, **1996**.

POON, CHI-SUN, et al., “Performance of metakaolin concrete at elevated temperatures”, Cement & Concrete Composites 25, Elsevier, pág.83-89, **2003**.

RIBEIRO, A. C. B. S., "Betão compactado com cilindros: composição e características", LNEC, Lisboa, **1994**.

RODRIGUES, J. P. C., “Recuperação de Estruturas Danificadas por Incêndio – Propriedades Mecânicas Residuais do Aço e do Betão”, Tese de Mestrado em Engenharia Civil – especialização em estruturas, Universidade de Coimbra, **1994**.

SAMPAIO, JOAQUIM, et al., “Melhoria do desempenho de betões pelo metacaulino”, 43º congresso Brasileiro do concreto, **2001**.

SANTOS, RUI, COELHO, JAIME, “Eco Betão”, Projecto de final de Curso, Universidade de Aveiro, Departamento de Engenharia Civil, **2006-2007**.

SCHNEIDER U., "Repairability of fire Damaged Structures", CIB W14 report, Kassel, **1989**.

SCHNEIDER U., "Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen / Behaviour of Concrete at High Temperatures", Deutscher Ausschuss Fur Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH, Berlin, **1982**.

SCHNEIDER U., WEISS R., "Kinetic considerations on the thermal destruction of cement-bound concrete and its mechanical effects." Cement and Concrete Research 7, pág.259-268, **1977**.

SECIL, EN 459-1: Ficha Técnica da Cal Hidráulica NHL 5 da Secil, **2003**, (<http://www.secil.pt/pdf/FICTECPRODCal.pdf>) (acedido em Outubro de 2007)

TOPCU, I. B., DEMIR, A., "Effect of fire and elevated temperatures on reinforced concrete structures". Bulletin of chamber of Civil Engineers 16, Eskisehir Branch, pág.34-36, **2002**.

UNE-EN 1363, "Ensaaios de resistência ao fogo" – Parte 1: Requisitos gerais, **2000**.

VAZ, NELSON L.F., AGUIAR, JOSÉ L.B., CAMÕES, AIRES, "Influência da Temperatura no Comportamento de Betão Armado Reforçados à Flexão com Laminados de CFRP", Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, Azurém, pág. 45-54, **2005**.

VELASCO, REILA VARGAS, "Concreto de alto desempenho reforçado com fibras de polipropileno e sisal submetido a altas temperaturas", Tese submetida ao corpo docente da coordenação dos programas de pós-graduação de engenharia da universidade federal do Rio de Janeiro como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de mestre em Ciências em Engenharia Civil, Rio de Janeiro, **2002**.

VELOSA, ANA; CACHIM, PAULO. "Eco-concrete: preliminary studies for concretes based on hydraulic lime", SB07 - Sustainable Construction, Materials and Practices Challenge of the Industry for the New Millennium, IOS Press, Lisboa, pág. 856-860, **2007**.

VELOSA, ANA, ROCHA, F., VEIGA, R., "Influence of chemical and mineralogical composition of metakaolin on mortar characteristics", 18th Clay Conference, Zátorské Dvory, Czech Republic, **2008**.

VILA REAL, PAULO, "Incêndio em estruturas metálicas: cálculo estrutural", Orion, Lisboa, **2003**.

VILA REAL, PAULO, et al., "Sif'06-Proceedings of the 4th international workshop structures in fire", Universidade de Aveiro, Vol. II, **2006**.

YOUSSEF, M. A., MOFTAH, M., "General stress–strain relationship for concrete at elevated temperatures", Engineering Structures 29, Elsevier, pág.2618–2634, **2007**.

WATANABE, KAZUO, HORIGUCHI, TAKASHI, "Effect of elevated temperatures on flexural behaviour of hybrid fibre reinforced high strength concrete", Proceedings of the Fifth International Conference on Structures in Fire (SiF'08), pág.430-439, **2008**.

APÊNDICE I.

Na tabela seguinte apresenta-se a granulometria dos agregados utilizados para a mistura em estudo.

Tabela I.1: Granulometria dos Agregados utilizados na preparação do betão em estudo.

Abertura do peneiro		Brita fina (B1)				Brita Grossa (B2)				Areia			
(mm)	nº	Massa Retida	%retido	%ret. acum.	%ret. pass.	Massa Retida	%retido	%ret. acum.	%ret. pass.	Massa Retida	%retido	%ret. acum.	%ret. pass.
38,100	1,5	0,0	0,0	0,0	100,0	0,0	0,0	0,0	100,0	0,0	0,0	0,0	100,0
19,100	0,8	0,0	0,0	0,0	100,0	402,9	20,2	20,2	79,8	0,0	0,0	0,0	100,0
9,520	0,4	809,8	41,2	41,2	58,8	1544,0	77,5	97,8	2,2	0,0	0,0	0,0	100,0
4,760	4,0	1100,6	55,9	97,1	2,9	42,4	2,1	99,9	0,1	2,7	0,5	0,5	99,5
2,380	8,0	43,0	2,2	99,3	0,7	0,5	0,0	99,9	0,1	68,1	13,8	14,4	85,6
1,190	16,0	7,1	0,4	99,6	0,4	0,0	0,0	99,9	0,1	139,7	28,4	42,8	57,2
0,590	30,0	2,4	0,1	99,8	0,2	0,0	0,0	99,9	0,1	131,9	26,8	69,6	30,4
0,297	50,0	1,5	0,1	99,8	0,2	0,5	0,0	100,0	0,0	105,8	21,5	91,1	8,9
0,149	100,0	1,1	0,1	99,9	0,1	0,4	0,0	100,0	0,0	26,7	5,4	96,5	3,5
0,075	200,0	1,4	0,1	100,0	0,0	0,1	0,0	100,0	0,0	7,8	1,6	98,1	1,9
Fundo		0,9	0,0			0,2	0,0			9,2	1,9	100,0	0,0
Σ		1967,8		636,6		1991,0		717,7		491,9		315,0	

Tabela I.2: Valores adoptados para o cálculo do traçado da curva de Faury e da curva da mistura.

Parâmetros	B1
R/D	1,0
A	23,5
B	1,5
k	0,32
Máxima dimensão do agregado	21,6mm

Tabela I.3: Valores da densidade volúmica dos materiais utilizados na mistura

Densidade Volúmica			
Areia	B1	B2	CH
2,61	2,66	2,66	2,65

Para uma dosagem de $550\text{kg}^3/\text{m}^3$ de cal hidráulica foi executado o seguinte cálculo para a composição da mistura:

Tabela I.4: Cálculo da composição da mistura com 0% MC.

Volume de material (Kg/m^3)					Volume (Kg/m^3)	Agregados (absoluto) Sólidos (total)	526,94
MC	CH	Água	Vazios	Total			734,49
0,00	207,55	247,50	18,01	473,06	% Volúmica	CH	28,26
						MC	0,00

Materiais	(%)	(% relativa)	Kg/m^3
B1	23,30	32,48	455,22
B2	31,70	44,19	619,34
Areia	16,74	23,34	320,96
CH	28,26		550,00
MC	0,00		
Σ	100,00	100,00	

Mistura 0%MC	(kg/m ³)	Provetes de 100x100x100 mm ³		Provetes de 150x150x150 mm ³
		10 Provetes (kg)	30 Provetes (Kg)	9 Provetes (Kg)
Brita Fina	455,22	4,55	13,66	15,36
Brita Grossa	619,34	6,19	18,58	20,90
Areia	320,96	3,21	9,63	10,83
100% CH	550,00	5,50	16,50	18,56
0% MC	0,00	0,00	0,00	0,00
Água (l)	247,50	2,48	7,43	8,35

Tabela I.5: Cálculo da composição da mistura com 20% MC.

Volume de material (Kg/m ³)					Volume (Kg/m ³)	Agregados (absoluto) Sólidos (total)	526,94 734,49
MC	CH	Água	Vazios	Total			
41,51	166,04	247,50	18,01	473,06	% Volúmica	CH	22,61
						MC	5,65

Materiais	(%)	(% relativa)	Kg/m ³
B1	23,30	32,48	455,22
B2	31,70	44,19	619,34
Areia	16,74	23,34	320,96
CH	22,61		440,00
MC	5,65		105,02
Σ	100,00	100,00	

Mistura 20%MC	(kg/m ³)	Provetes de 100x100x100 mm ³		Provetes de 150x150x150 mm ³
		10 Provetes (kg)	30 Provetes (Kg)	9 Provetes (Kg)
Brita Fina	455,22	4,55	13,66	15,36
Brita Grossa	619,34	6,19	18,58	20,90
Areia	320,96	3,21	9,63	10,83
80% CH	440,00	4,40	13,20	14,85
20% MC	105,02	1,05	3,15	3,54
Água (l)	247,50	2,48	7,43	8,35

Tabela I.6: Cálculo da composição da mistura com 30% MC.

Volume de material (Kg/m ³)					Volume (Kg/m ³)	Agregados (absoluto) Sólidos (total)	526,94 734,49
MC	CH	Água	Vazios	Total			
62,26	145,28	247,50	18,01	473,06	% Volúmica	CH	19,78
						MC	8,48

Materiais	(%)	(% relativa)	Kg/m ³
B1	23,30	32,48	455,22
B2	31,70	44,19	619,34
Areia	16,74	23,34	320,96
CH	19,78		385,00
MC	8,48		157,53
Σ	100,00	100,00	

Mistura 30%MC	(kg/m ³)	Provetes de 100x100x100 mm ³		Provetes de 150x150x150 mm ³
		10 Provetes (kg)	30 Provetes (Kg)	9 Provetes (Kg)
Brita Fina	455,22	4,55	13,66	15,36
Brita Grossa	619,34	6,19	18,58	20,90
Areia	320,96	3,21	9,63	10,83
70% CH	385,00	3,85	11,55	12,99
30% MC	157,53	1,58	4,73	5,32
Água (l)	247,50	2,48	7,43	8,35

Tabela I.7: Cálculo da composição da mistura com 40% MC.

Volume de material (Kg/m ³)					Volume (Kg/m ³)	Agregados (absoluto) Sólidos (total)	526,94
MC	CH	Água	Vazios	Total			734,49
83,02	124,53	247,50	18,01	473,06	% Volúmica	CH	16,95
						MC	11,30

Materialais	(%)	(% relativa)	Kg/m ³
B1	23,30	32,48	455,22
B2	31,70	44,19	619,34
Areia	16,74	23,34	320,96
CH	16,95		210,04
MC	11,30		247,50
Σ	100,00	100,00	

Mistura 40%MC	(kg/m ³)	Provetes de 100x100x100 mm ³		Provetes de 150x150x150 mm ³
		10 Provetes (kg)	30 Provetes (Kg)	9 Provetes (Kg)
Brita Fina	455,22	4,55	13,66	15,36
Brita Grossa	619,34	6,19	18,58	20,90
Areia	320,96	3,21	9,63	10,83
60% CH	210,04	3,30	9,90	11,14
40% MC	247,50	2,10	6,30	7,09
Água (l)	247,50	2,48	7,43	8,35

Tabela I.8: Cálculo da composição da mistura com 50% MC.

Volume de material (Kg/m ³)					Volume (Kg/m ³)	Agregados (absoluto) Sólidos (total)	526,94
MC	CH	Água	Vazios	Total			734,49
103,77	103,77	247,50	18,01	473,06	% Volúmica	CH	14,13
						MC	14,13

Materiais	(%)	(% relativa)	Kg/m ³
B1	23,30	32,48	455,22
B2	31,70	44,19	619,34
Areia	16,74	23,34	320,96
CH	14,13		275,00
MC	14,13		262,55
Σ	100,00	100,00	

Provetes de 100x100x100 mm ³		
Mistura 50%MC	(kg/m ³)	10 Provetes (kg)
Brita Fina	455,22	4,55
Brita Grossa	619,34	6,19
Areia	320,96	3,21
50% CH	275,00	2,75
50% MC	262,55	2,63
Água (l)	247,50	2,48

APÊNDICE II.

Nas figuras seguintes são apresentados os gráficos obtidos para as temperaturas lidas pelos termopares (designados LO 12, LO 13, LO 14) e os gráficos da pressão no interior do forno.

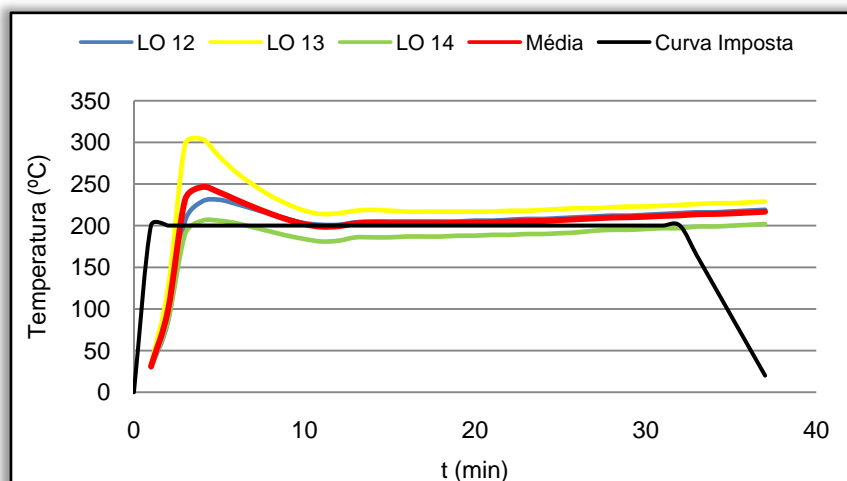


Figura II.1. Curvas temperatura - tempo nos termopares do forno durante o ensaio 1.

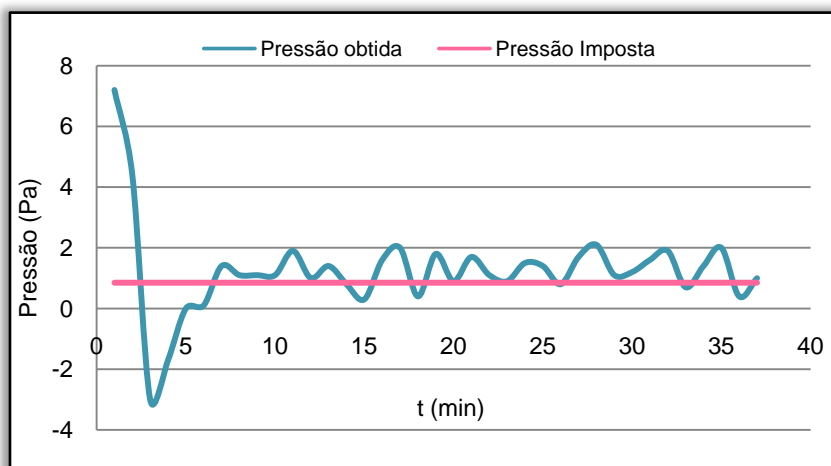


Figura II.2. Condições de pressão medidas no interior do forno, durante o ensaio 1.

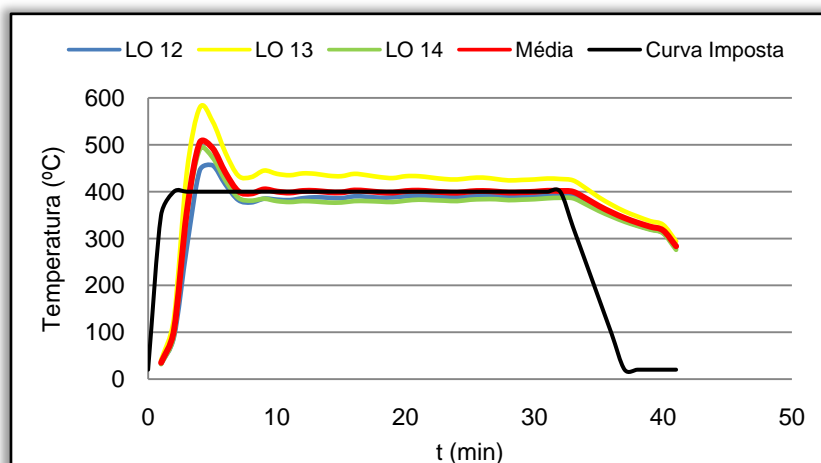


Figura II.3. Curvas temperatura - tempo nos termopares do forno durante o ensaio 2.

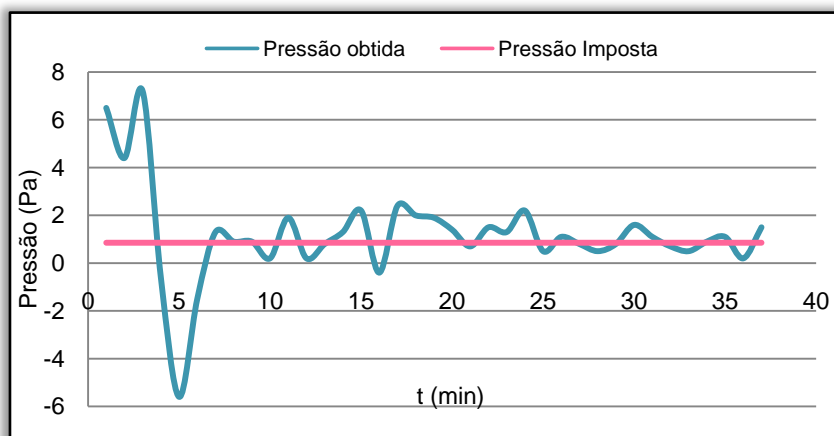


Figura II.4. Condições de pressão medidas no interior do forno, durante o ensaio 2.

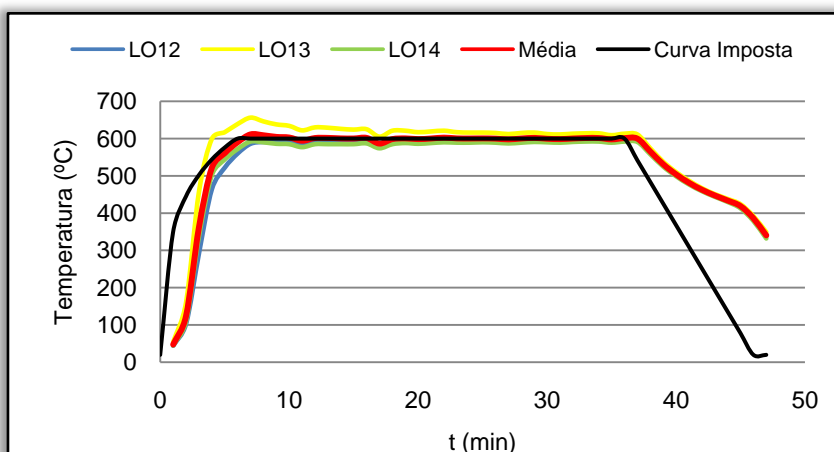


Figura II.5. Curvas temperatura - tempo nos termopares do forno durante o ensaio 3.

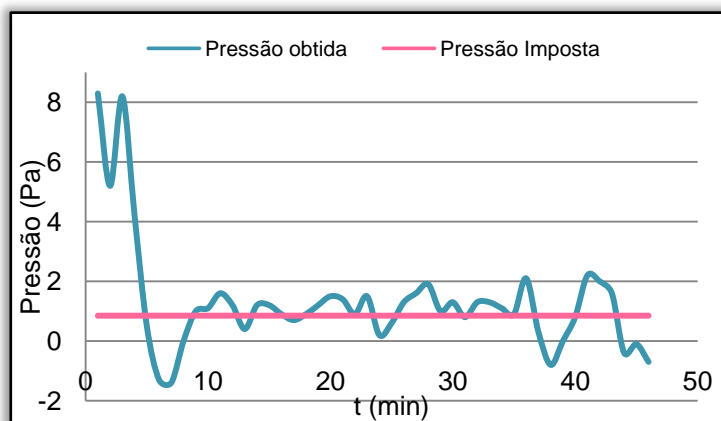


Figura II.6. Condições de pressão medidas no interior do forno, durante o ensaio 3.

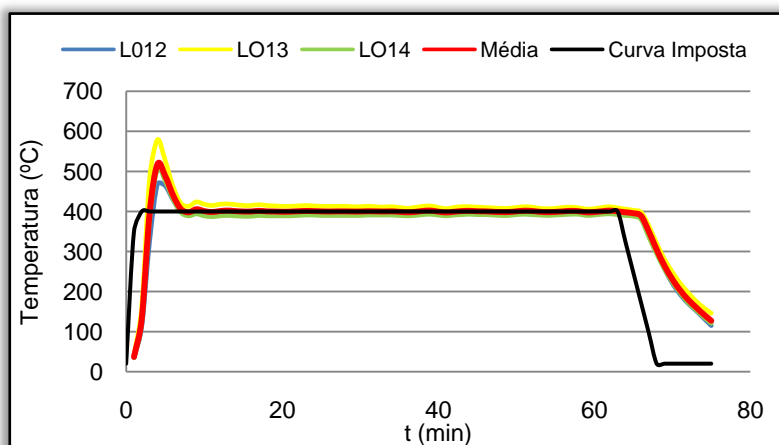


Figura II.7. Curvas temperatura - tempo nos termopares do forno durante o ensaio 4.

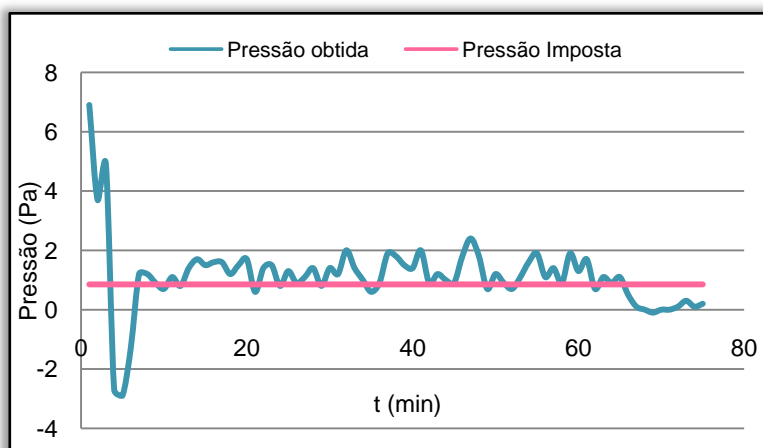


Figura II.8. Condições de pressão medidas no interior do forno, durante o ensaio 4

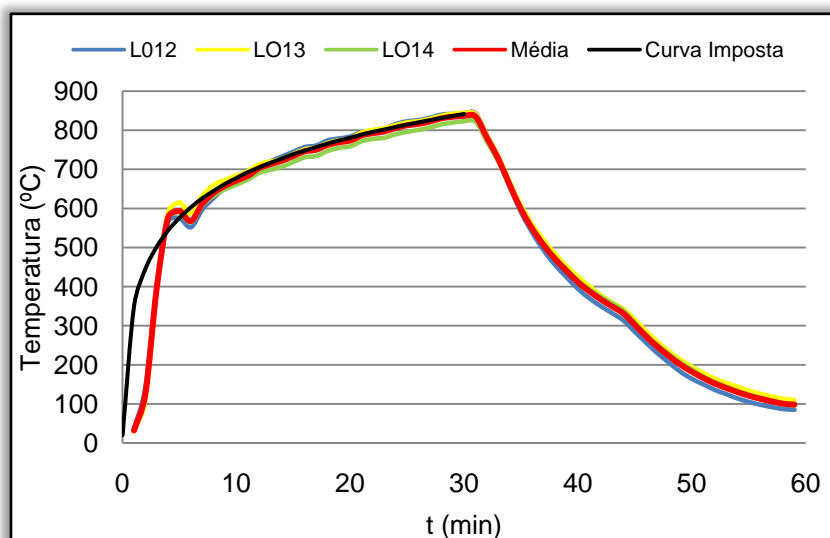


Figura II.9. Curvas temperatura - tempo nos termopares do forno durante o ensaio 5.

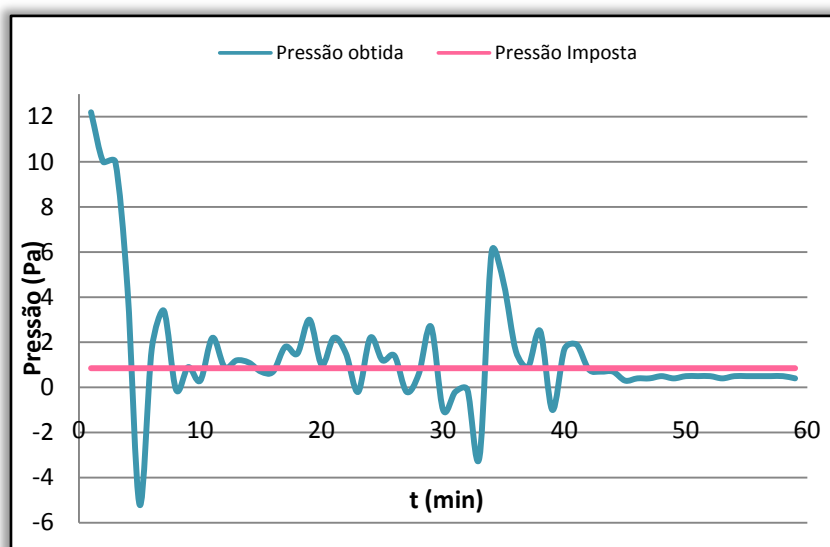


Figura II.10. Condições de pressão medidas no interior do forno, durante o ensaio 5.

APÊNDICE III.

Nas Tabelas III.9 e III.11 encontram-se os resultados dos ensaios da resistência à compressão dos provetes de 100x100x100 [mm³].

Tabela III.9: Valores experimentais da tensão de rotura à compressão, σ_{RC} , tensão de rotura média à compressão, $\bar{\sigma}_{RC}$ e desvios-padrão, S_n para misturas de betão com cal hidráulica e metacaulino MCA para 28 dias de idade.

% MC	Provetes		Ensaio Resistência à Compressão				
	Identificação Cubos	Data concepção	Data Ensaio (28 dias)	Massa (Kg)	σ_{RC} (MPa)	$\bar{\sigma}_{RC}$ (MPa)	S_n
0% MC	X 5	08-01-2008	05-02-2008	2,294	7,0	6,7	0,205
	X 6	08-01-2008	05-02-2008	2,298	6,5		
	X 7	08-01-2008	05-02-2008	2,298	6,7		
20% MC	Y 5	08-01-2008	05-02-2008	2,256	12,4	12,3	0,125
	Y 7	08-01-2008	05-02-2008	2,250	12,1		
	Y 8	08-01-2008	05-02-2008	2,262	12,3		
30%MC	Z 5	09-01-2008	06-02-2008	2,232	9,7	9,6	0,330
	Z 6	09-01-2008	06-02-2008	2,210	10,0		
	Z 7	09-01-2008	06-02-2008	2,246	9,2		

Na Tabela III.10 encontram-se os resultados dos ensaios da resistência à compressão dos provetes de 150x150x150 [mm³].

Tabela III.10: Valores experimentais da tensão de rotura à compressão, σ_{RC} , tensão de rotura média à compressão, $\bar{\sigma}_{RC}$ e desvios-padrão, S_n para misturas de betão com cal hidráulica e metacaulino MCB para 28 dias de idade.

% MC	Provetes		Ensaio Resistência à Compressão				
	Identificação Cubos	Data concepção	Data Ensaio (28 dias)	Massa (Kg)	σ_{RC} (MPa)	$\bar{\sigma}_{RC}$ (MPa)	S_n
20% MC	I 4	09-04-2008	07-05-2008	7,742	12,0	11,9	0,419
	I 9	09-04-2008	07-05-2008	7,792	11,3		
	I 1	09-04-2008	07-05-2008	7,703	12,3		
30%MC	J 7	17-04-2008	15-05-2008	7,738	12,7	12,8	0,100
	J 8	17-04-2008	15-05-2008	7,648	12,9		

Tabela III.11: Valores experimentais da tensão de rotura à compressão, σ_{RC} , tensão de rotura média à compressão, $\bar{\sigma}_{RC}$ e desvios-padrão, S_n para misturas de betão com cal hidráulica e MCB.

Amassadura	% MC	Provetes		Ensaio Resistência à Compressão				
		Identificação Cubos	Data concepção	Data Ensaio (28 dias)	Massa (Kg)	σ_{RC} (MPa)	$\bar{\sigma}_{RC}$ (MPa)	S_n
AM2	0% MC	K 14	06-02-2008	05-03-2008	2,200	6,5	6,6	0,05
		K 21	06-02-2008	05-03-2008	2,228	6,6		
	20% MC	L 5	07-02-2008	06-03-2008	2,278	7,3	7,2	0,10
		L 14	07-02-2008	06-03-2008	2,272	7,1		
	30%MC	M 1	11-02-2008	10-03-2008	2,236	7,9	7,9	0,05
		M 23	11-02-2008	10-03-2008	2,250	7,8		
AM3	0% MC	B 1	12-02-2008	11-03-2008	2,224	7,6	7,4	0,20
		B 4	12-02-2008	11-03-2008	2,228	7,2		
	20% MC	C 2	19-02-2008	18-03-2008	2,240	9,0	9,0	0,00
		C 3	19-02-2008	18-03-2008	2,242	9,0		
	30%MC	D 3	21-02-2008	20-03-2008	2,236	9,7	9,8	0,05
		D 19	21-02-2008	20-03-2008	2,236	9,8		
AM4	20% MC	E 4	25-02-2008	24-03-2008	2,252	9,8	9,7	0,15
		E 15	25-02-2008	24-03-2008	2,256	9,5		
AM5	20% MC	F 12	27-02-2008	26-03-2008	2,262	9,6	9,9	0,30
		F 23	27-02-2008	26-03-2008	2,288	10,2		
AM6	20% MC	G 18	29-02-2008	28-03-2008	2,280	11,4	11,4	0,00
		G 24	29-02-2008	28-03-2008	2,256	11,4		
AM7	40 % MC	H 4	08-04-2008	06-05-2008	2,268	12,3	12,5	0,20
		H 13	08-04-2008	06-05-2008	2,252	12,7		
AM9	50% MC	T1	17-09-2008	15-10-2008	2,105	8,1	8,8	0,15
		T2	17-09-2008	15-10-2008	2,201	8,4		
		T3	17-09-2008	15-10-2008	2,181	9,2		
		T4	17-09-2008	15-10-2008	2,203	8,6		
		T5	17-09-2008	15-10-2008	2,212	9,1		
		T6	17-09-2008	15-10-2008	2,186	9,2		

Nas tabelas seguintes encontram-se os valores dos resultados da resistência à compressão dos provetes de betão elevados ao fogo.

Tabela III.12: Valores experimentais da tensão de rotura à compressão à temperatura ambiente e a 200°C, $\sigma_{RC,20}$ e $\sigma_{RC,T}$, respectivamente e tensão de rotura média à compressão à temperatura ambiente e a 200°C, $\bar{\sigma}_{RC,20}$ e $\bar{\sigma}_{RC,T}$ e respectivos desvios-padrão, $S_{n,T}$ para os provetes de betão ensaiados.

Amassadura	% MC	Identificação Cubos	$\bar{\sigma}_{RC,20}$ (MPa)	$\sigma_{RC,T}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{RC,T}$ (MPa)	$S_{n,T}$	$\frac{\bar{\sigma}_{RC,T}}{\bar{\sigma}_{RC,20}}$
AM2	0% MC	K 13	8,1		6,1	0,05	0,75
		K 18		6,0			
		K 20		3,4			
		K 22		6,1			
	20% MC	L 13	12,0		9,9	0,79	0,83
		L 3		10,3			
		L 8		8,8			
		L 9		10,6			
	30% MC	M 22	10,8		9,8	0,62	0,91
		M 8		10,0			
		M 14		9,0			
		M 17		10,5			
AM3	0% MC	B 12	8,5		5,9	0,29	0,69
		B 9		5,6			
		B 13		6,3			
		B 15		5,8			
	20% MC	C 4	13,6		10,5	0,22	0,77
		C 10		10,8			
		C 16		10,3			
		C 21		10,4			
	30% MC	D 23	11,2		8,6	0,29	0,77
		D 2		8,2			
		D 4		8,7			
		D 10		8,9			
AM4	20% MC	E 8	12,2		8,9	0,45	0,73
		E 7		9,3			
		E 12		8,3			
		E 22		9,2			
AM5	20% MC	F 22	12,7		10,5	0,08	0,83
		F 5		10,5			
		F 16		10,6			
		F 20		10,4			
AM6	20% MC	G 16	14,7		12,7	0,46	0,87
		G 15		12,1			
		G 17		12,9			
		G 23		13,2			

Tabela III.13: Valores experimentais da tensão de rotura à compressão à temperatura ambiente e a 400°C, $\sigma_{RC,20}$ e $\sigma_{RC,T}$, respectivamente e tensão de rotura média à compressão à temperatura ambiente e a 400°C, $\bar{\sigma}_{RC,20}$ e $\bar{\sigma}_{RC,T}$ e respectivos desvios-padrão, $S_{n,T}$ para os provetes de betão ensaiados.

Amassadura	% MC	Identificação Cubos	$\bar{\sigma}_{RC,20}$ (MPa)	$\sigma_{RC,T}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{RC,T}$ (MPa)	$S_{n,T}$	$\frac{\bar{\sigma}_{RC,T}}{\bar{\sigma}_{RC,20}}$
AM2	0% MC	K2	8,3		5,5	0,25	0,67
		K7		5,8			
		K8		5,6			
		K17		5,2			
	20% MC	L24	13,1		10,2	0,54	0,78
		L4		10,5			
		L10		9,4			
		L12		10,6			
	30% MC	M19	12,0		8,9	0,00	0,74
		M4		8,9			
		M9		8,9			
		M20		8,9			
AM3	0% MC	B 18	8,3		5,3	0,37	0,64
		B 5		5,3			
		B 8		4,9			
		B 10		5,8			
	20% MC	C11	13,6		9,9	0,57	0,73
		C 5		9,1			
		C 12		10,3			
		C 13		10,3			
	30% MC	D 1	11,0		7,7	0,00	0,70
		D 5		7,7			
		D 8		7,7			
		D 9		7,7			
AM4	20% MC	E 23	12,0		8,9	0,49	0,74
		E 16		9,0			
		E 19		8,3			
		E 20		9,5			
AM5	20% MC	F 24	12,2		9,0	0,31	0,74
		F 2		8,6			
		F 3		9,3			
		F 7		9,2			
AM6	20% MC	G 10	15,9		10,9	0,73	0,68
		G 7		11,9			
		G 8		10,3			
		G 21		10,4			

Tabela III.14: Valores experimentais da tensão de rotura à compressão à temperatura ambiente e a 600°C, $\sigma_{RC,20}$ e $\sigma_{RC,T}$, respectivamente e tensão de rotura média à compressão à temperatura ambiente e a 600°C, $\bar{\sigma}_{RC,20}$ e $\bar{\sigma}_{RC,T}$ e respectivos desvios-padrão, $S_{n,T}$ para os provetes de betão ensaiados.

Amassadura	% MC	Identificação Cubos	$\bar{\sigma}_{RC,20}$ (MPa)	$\sigma_{RC,T}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{RC,T}$ (MPa)	$S_{n,T}$	$\frac{\bar{\sigma}_{RC,T}}{\bar{\sigma}_{RC,20}}$
AM1	0% MC	X 2	8,5		5,3	0,34	0,62
		X 3		4,8			
		X 4		5,6			
		X 8		5,4			
	20% MC	Y 4	13,2		4,83	0,12	0,37
		Y 1		5			
		Y 3		4,7			
		Y 6		4,8			
	30% MC	Z 3	11,7		6,3	0,86	0,54
		Z 1		5,5			
		Z 2		5,9			
		Z 8		7,5			
AM2	0% MC	K 2	8,3		4,8	0,57	0,58
		K 6		5,5			
		K 10		4,8			
		K 15		4,1			
	20% MC	L 24	13,1		7,7	1,1	0,59
		L 1		7,6			
		L 18		9,1			
		L 21		6,4			
	30% MC	M 19	12,0		6,9	0,79	0,58
		M 3		8			
		M 7		6,5			
		M 11		6,2			
AM3	0% MC	B 18	8,3		5,07	0,42	0,61
		B 2		5,5			
		B 16		5,2			
		B 24		4,5			
	20% MC	C 11	13,6		9,1	0,21	0,67
		C 14		9,3			
		C 15		9,1			
		C 17		8,8			
	30% MC	D 1	11,0		3,2	0,51	0,29
		D 14		3,4			
		D 18		2,5			
		D 20		3,7			
AM4	20% MC	E 23	12,0		8,9	0,83	0,74
		E 2		7,7			
		E 11		9,4			
		E 24		9,5			
AM5	20% MC	F 24	12,2		8,0	0,78	0,66
		F 6		7,4			
		F 18		9,1			
		F 21		7,5			
AM6	20% MC	G 10	15,9		8,0	0,46	0,50
		G 6		8,6			
		G 9		7,8			
		G 11		7,5			
AM7	40% MC	H 6	12,4		10,2	0,49	0,82
		H 3		10,1			
		H 17		9,6			
		H 22		10,8			
AM8	20% MC	I 1	12,3		8,1	0,5	0,66
		I 6		8,6			
		I 7		7,6			

Tabela III.15: Valores experimentais da tensão de rotura à compressão à temperatura ambiente e a 800°C, $\sigma_{RC,20}$ e $\sigma_{RC,T}$, respectivamente e tensão de rotura média à compressão à temperatura ambiente e a 800°C, $\bar{\sigma}_{RC,20}$ e $\bar{\sigma}_{RC,T}$ e respectivos desvios-padrão, $S_{n,T}$ para os provetes de betão ensaiados.










Amassadura	% MC	Identificação Cubos	$\bar{\sigma}_{RC,20}$ (MPa)	$\sigma_{RC,T}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{RC,T}$ (MPa)	$S_{n,T}$	$\frac{\bar{\sigma}_{RC,T}}{\bar{\sigma}_{RC,20}}$
AM2	0% MC	K 4	8,4		2,9	0,25	0,35
		K 5		2,6			
		K 11		3			
		K 23		3,2			
	20% MC	L 7	14,9		5,1	0,56	0,34
		L 6		5,3			
		L 11		5,6			
		L 20		4,3			
	30% MC	M 13	12,8		6,1	0,12	0,48
		M 12		6,1			
		M 16		6,3			
		M 24		6,0			
AM3	0% MC	B 19	8,5		2,4	0,17	0,28
		B 11		2,6			
		B 21		2,3			
		B 22		2,2			
	20% MC	C 24	14,3		6,8	0,22	0,48
		C 8		6,6			
		C 18		6,7			
		C 20		7,1			
	30% MC	D 24	11,4		2,5	0,40	0,22
		D 7		3,1			
		D 11		2,2			
		D 22		2,3			
AM4	20% MC	E 6	13,1		6,0	0,36	0,46
		E 1		6,5			
		E 13		5,8			
		E 21		5,7			
AM5	20% MC	F 15	14,5		6,4	0,05	0,44
		F 11		6,5			
		F 13		6,4			
		F 19		6,4			
AM6	20% MC	G 12	17,3		6,5	0,09	0,38
		G 2		6,6			
		G 19		6,6			
		G 20		6,4			
AM7	40% MC	H 11	21,1		11,9	0,87	0,57
		H 9		10,7			
		H 19		12,6			
		H 20		12,5			
AM8	20% MC	I 3	18,0		10,6	0,00	0,59
		I 2		10,6			
	30% MC	J 9	19,2		12,4	0,25	0,64
		J 5		12,6			
		J 6		12,1			

Tabela III.16: Valores experimentais da tensão de rotura à compressão à temperatura ambiente e a 400°C, $\sigma_{RC,20}$ e $\sigma_{RC,T}$, respectivamente e tensão de rotura média à compressão à temperatura ambiente e a 400°C, $\bar{\sigma}_{RC,20}$ e $\bar{\sigma}_{RC,T}$ e respectivos desvios-padrão, $S_{n,T}$ para os provetes de betão ensaiados (corresponde ao ensaio ao fogo nº4).

Amassadura	% MC	Identificação Cubos	$\bar{\sigma}_{RC,20}$ (MPa)	$\sigma_{RC,T}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{RC,T}$ (MPa)	$S_{n,T}$	$\frac{\bar{\sigma}_{RC,T}}{\bar{\sigma}_{RC,20}}$
AM2	0% MC	K 19	7,6		7,4	0,34	0,97
		K 3		7,7			
		K 16		7,5			
		K 24		6,9			
	20% MC	L 2	14,9		9,9	0,88	0,66
		L 16		10,8			
		L 22		8,7			
		L 23		10,2			
	30% MC	M 5	13,3		9,5	0,57	0,71
		M 6		10,2			
		M 15		8,8			
		M 18		9,5			
AM3	0% MC	B 3	9,7		6,8	0,09	0,70
		B 7		6,9			
		B 20		6,7			
		B 23		6,9			
	20% MC	C 1	15,7		12,4	0,47	0,79
		C 6		12,1			
		C 7		13,1			
		C 23		12,1			
	30% MC	D 17	11,3		5,8	0,37	0,51
		D 6		6,3			
		D 12		5,4			
		D 13		5,7			
AM4	20% MC	E 9	13,7		11,8	0,77	0,86
		E 3		12,5			
		E 10		10,7			
		E 18		12,1			
AM5	20% MC	F 1	13,7		9,8	0,95	0,72
		F 4		10,9			
		F 8		8,6			
		F 10		10			
AM6	20% MC	G 5	16,4		10,0	0,46	0,61
		G 3		9,8			
		G 13		10,6			
		G 14		9,5			
AM7	40% MC	H 15	20,6		17,2	0,83	0,83
		H 7		18,1			
		H 18		17,4			
		H 21		16,1			
AM8	20% MC	I 3	18,0		13,3	0,05	0,74
		I 5		13,2			
		I 8		13,3			
	30% MC	J 3	21,2		13,9	0,05	0,65
		J 1		13,8			
		J 4		13,9			

APÊNDICE IV.

Tabela IV.17. Fotografias dos provetes de betão após o primeiro ensaio, exposto a 200°C, em função da percentagem de metacaulino.

0% MC	20% MC	30% MC
		
		
		

O primeiro provete foi desprezado para valores da resistência à compressão, porque ficou bastante danificado devido à proximidade a que se encontrava do queimador.

Tabela IV.18. Fotografias dos provetes de betão após o segundo ensaio, exposto a 400°C, em função da percentagem de metacaulino.

0% MC	20% MC	30% MC
		
		
		

Tabela IV.19. Fotografias dos provetes de betão após o terceiro ensaio, exposto a 600°C, em função da percentagem de metacaulino.

0% MC	20% MC	30% MC
		
		
		

Tabela IV.20. Fotografias dos provetes de betão após o quinto ensaio, exposto a 800°C, em função da percentagem de metacaulino.

0% MC	20% MC	30% MC
		
		
		